



Ricardo Manuel Dias Mariano

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Modelação dos efeitos viscosos no comportamento de túneis em maciços terrosos

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil no Ramo de Geotecnia pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre a FCTUNL e o LNEC

Presidente: Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra

Orientadora: Investigadora Doutora Ana Maria Carvalho Pinheiro Vieira

Co-orientador: Professor Doutor João Paulo Bilé Serra

Arguente: Professor Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Dezembro 2011

“Copyright” Ricardo Manuel Dias Mariano, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

Começo por agradecer ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, nas pessoas do seu Presidente, Professor Doutor Carlos Pina, e da Directora do Departamento de Geotecnia, Professora Doutora Laura Caldeira, por todos os meios disponibilizados para a realização desta dissertação

Expresso a minha profunda gratidão à Investigadora Ana Vieira pela orientação científica prestada, assim como pelos preciosos ensinamentos transmitidos, pela permanente disponibilidade, pelo empenho e rigor demonstrados, e inexcedível apoio e motivação durante a elaboração desta dissertação.

Agradeço ao Professor João Bilé Serra pela disponibilidade na co-orientação científica prestada, pelo interesse demonstrado, empenho e disponibilidade, para além da contribuição no sentido de fornecer os meios necessários à realização desta dissertação.

Agradeço também ao Investigador João Maranha pelo apoio e incentivo demonstrados no decurso da elaboração desta dissertação.

Agradeço ao colega Bruno Mendes toda a ajuda disponibilizada para o melhoramento desta dissertação.

Finalmente agradeço à minha família e amigos que manifestaram todo o seu apoio durante o período de execução desta dissertação.

RESUMO

O tema de dissertação apresentado refere-se ao estudo de modelação dos efeitos viscosos no comportamento de túneis executados em maciços terrosos, nomeadamente no que concerne aos deslocamentos induzidos no maciço envolvente à escavação e à superfície do terreno. Pretende-se, como objectivo desta dissertação, contribuir para a compreensão dos mecanismos e dos fenómenos envolvidos na execução duma obra geotécnica desta natureza, no sentido de melhorar a previsão e controlo de segurança durante e após a construção.

O alívio de tensões promovido pela construção de um túnel, para além das consequências imediatas ao nível das deformações pode despoletar a ocorrência de fenómenos diferidos no tempo que geram deformações não só durante a construção da obra, mas também ao longo do tempo de serviço da mesma. Este tipo de comportamento diferido no tempo é mais notório em meios de natureza argilosa, podendo ter na sua base processos como a fluência.

Neste sentido, para além de uma abordagem ligeira às características comportamentais de túneis em maciços terrosos, é feita uma descrição fenomenológica dos efeitos diferidos no tempo em geomateriais e uma referência às vias recorrentes na modelação numérica desses mesmos fenómenos.

Para a modelação numérica do problema, recorre-se a um modelo elasto-viscoplástico incremental, baseado no modelo de estados críticos e no conceito de *overstress*, capaz de reproduzir o comportamento diferido no tempo. As análises numéricas são efectuadas recorrendo a uma adaptação do método da convergência-confinamento, permitindo contabilizar os efeitos tridimensionais envolvidos no processo de escavação de um túnel num cálculo em estado plano de deformação.

Palavras-chave: efeitos viscosos; método da convergência-confinamento; comportamento dependente do tempo; fluência; viscoplasticidade; *overstress*.

ABSTRACT

The subject of this thesis refers to the numerical study of viscous effects on the behavior of tunnels in clayey soils, specifically on surrounding and superficial ground deformation. The improvement of knowledge and understanding of the mechanisms related to tunneling with direct impact of safety during and after construction, are the main goals to be achieved.

Beyond the immediate deformations resulting from tunnel construction, the stress relief can promote the occurrence of time dependent behavior which is responsible for long term deformations. A creep process is known to exist as one phenomenon concerning to this type of behavior and it is most acknowledged in clays.

In this matter, a slight approach to the behavior of tunneling in soil and a review of time dependent effects in clays is presented. Furthermore, reference is made to the numerical models applied to capture time dependent behavior of soils.

For modeling the problem, an elastic-viscoplastic constitutive model based on the concepts of critical state and *overstress* is applied to simulate time dependent behavior. The use of an extension of the convergence-confinement method to perform the numerical analysis allows to consider in plane strain the three dimensional effects regarding to tunnel construction.

Key-words: viscous effects; convergence-confinement method; time-dependent behavior; creep; viscoplasticity; *overstress*.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações gerais	1
1.2 Âmbito do trabalho	2
1.3 Estruturação da dissertação	2
2. COMPORTAMENTO DE TÚNEIS EM MACIÇOS TERROSOS.....	5
2.1 Introdução	5
2.2 Estado de tensão em redor de um túnel	5
2.3 Estado de deformação em redor de um túnel	7
2.4 Evolução do estado de tensão	8
2.5 Estrutura de suporte em túneis	11
2.6 O método da convergência-confinamento	12
3. COMPORTAMENTO DEPENDENTE DO TEMPO EM SOLOS.....	21
3.1 Introdução	21
3.2 Manifestações dos efeitos diferidos no tempo	21
3.3 Observações de ensaios de compressão unidimensional	24
3.4 Observações de ensaios triaxiais	27
3.4.1 Efeitos viscosos na curva de estado limite	27
3.4.2 Efeitos viscosos nos domínios normalmente consolidado e sobreconsolidado	29
3.5 Considerações gerais sobre os efeitos viscosos em argilas.....	31
4. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DIFERIDO NO TEMPO EM SOLOS	33
4.1 Introdução	33
4.2 Modelos empíricos	34
4.3 Modelos reológicos	35
4.4 Modelos generalizados tensão-deformação-tempo	37
4.4.1 Teoria <i>overstress</i> de Perzyna	37
4.4.2 Teoria das superfícies de fluxo não estacionárias	41
4.5 Formulação de um modelo de estados críticos para a viscoplasticidade	43
4.5.1 Modelo de estados críticos para o comportamento independente do tempo	43
4.5.2 Modificação da elipse do modelo <i>Cam-clay modificado</i> para a zona super-crítica	49

4.5.3	Extensão do modelo de estados críticos para a viscoplasticidade	50
4.5.4	Determinação dos parâmetros do modelo	52
5.	SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA RESPOSTA ESTRUTURAL DE UM TÚNEL	55
5.1	Introdução.....	55
5.2	Simulação numérica e verificação das convergências no terreno provocadas pela escavação de um túnel.....	55
5.3	Verificação do modelo de estados críticos para a viscoplasticidade	58
5.3.1	Simulação numérica para um carregamento edométrico.....	58
5.3.2	Simulação numérica para um carregamento triaxial	59
5.4	Análises numéricas em estado plano de deformação	61
5.4.1	Introdução	61
5.4.2	Condições iniciais	62
5.4.3	Simulações numéricas para um túnel circular.....	67
5.4.4	Simulações numéricas para um túnel não circular.....	72
5.4.5	Efeitos à superfície	79
6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	83
	BIBLIOGRAFIA	85
	ANEXO A.....	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Efeito de arco tridimensional nas proximidades da frente de escavação (adaptado de Eisenstein <i>et al.</i> , 1984).....	6
Figura 2.2 – Interação tridimensional maciço-suporte: a) distribuição das tensões e dos deslocamentos verticais ao longo de um alinhamento longitudinal situada no tecto do túnel; b) correspondente curva de reacção maciço-suporte (adaptado de Eisenstein <i>et al.</i> , 1984).....	6
Figura 2.3 – Distribuição de deslocamentos num plano longitudinal vertical contendo o eixo do túnel (Ranken e Ghaboussi, 1975).....	7
Figura 2.4 – Resposta do maciço com o avanço da frente nos estados de tensão e deformação (Almeida e Sousa, 1998).....	8
Figura 2.5 – Evolução do estado de tensão no espaço s - t para três valores de K_0 (tecto/soleira) (Vieira, 2006).....	9
Figura 2.6 – Evolução do estado de tensão no espaço p - $q/2$ para três valores de K_0 (tecto/soleira) (Vieira, 2006).....	10
Figura 2.7 – Evolução do estado de tensão no espaço s - t para três valores de K_0 (hasteal) (Vieira, 2006).....	10
Figura 2.8 – Evolução do estado de tensão no espaço p - $q/2$ para três valores de K_0 (hasteal) (Vieira, 2006).....	10
Figura 2.9 – Mecanismos de plastificação do terreno na zona do túnel (adaptado de Wong e Kaiser, 1991).....	11
Figura 2.10 – Princípio do método da convergência-confinamento (adaptado de AFTES, 2001)	14
Figura 2.11 – Equilíbrio de forças num elemento infinitesimal de solo no contorno da abertura em condições axissimétricas.....	14
Figura 2.12 – Lei de convergência do maciço de comportamento elástico e linear	16
Figura 2.13 – Zona em regime plástico no contorno de uma cavidade circular	17
Figura 2.14 – Curva de convergência do maciço respeitando o critério de rotura de Mohr-Coulomb (adaptado de AFTES, 2001)	18
Figura 2.15 – Curva de reacção do suporte (adaptado de AFTES, 2001)	20

Figura 3.1 – Ensaio de fluência. a) Trajectória de tensão-deformação; b) história de tensões; c) história de deformações (adaptado de Augustesen <i>et al.</i> , 2004).....	22
Figura 3.2 – História de deformações num ensaio triaxial de fluência. Definição de fluência primária, secundária e terciária (adaptado de Augustesen <i>et al.</i> , 2004).....	22
Figura 3.3 – Definição de compressão primária, secundária e terciária (adaptado de Augustesen <i>et al.</i> , 2004).....	22
Figura 3.4 – Ensaio de relaxação. Trajectória tensão-deformação, história de tensões e história de deformações (Augustesen <i>et al.</i> , 2004)	24
Figura 3.5 – Ensaio a taxa de deformação constante. História de deformações e relações tensão-deformação (Augustesen <i>et al.</i> , 2004)	24
Figura 3.6 – Tipos de curvas deformação-tempo (adaptado de Leroueil <i>et al.</i> 1985).....	25
Figura 3.7 – Tipos de comportamento observados em diagrama $\log \epsilon_z - \log t$ (adaptado de Leroueil <i>et al.</i> 1985).....	25
Figura 3.8 – Efeitos da taxa de deformação na compressão unidimensional da argila de St-Polcarpe (adaptado de Marques,1996)	26
Figura 3.9 – Ensaio edométrico especiais em argila de Batiscan (adaptado de Leroueil <i>et al.</i> , 1985)	26
Figura 3.10 – Influência da taxa de deformação na superfície de estado limite da argila de Mascouche (Marchand, 1982 adaptado de Leroueil e Marques, 1996)	28
Figura 3.11 – Trajectórias de tensão efectiva normalizadas obtidas em argilas azuis de Boston em ensaios de compressão não drenados para diferentes OCR e taxas de deformação (Sheahan <i>et al.</i> , 1996).....	28
Figura 3.12 – Representação esquemática do efeito da taxa de deformação na superfície de estado limite: a) curvas tensão-deformação para diferentes taxas de deformação; b) superfícies de estado limite correspondentes (Augustesen <i>et al.</i> , 2004).....	29
Figura 3.13 – Alterações das tensões efectivas com o tempo no decurso de ensaios triaxiais não-drenados de fluência (Arulanandan <i>et al.</i> , 1971 adaptado de Leroueil e Marques, 1996)	30
Figura 3.14 – Relação taxa de deformação axial-tempo para ensaios de fluência na argila de Saint-Alban (Tavenas <i>et al.</i> , 1978 adaptado de Leroueil e Marques, 1996)	30
Figura 4.1 – Curvas de fluência previstas pelas funções tensão-deformação-tempo para $m<1$, $m=1$ e $m>1$: a) deformação em função do tempo; b) deformação em função do logaritmo do tempo	35

Figura 4.2 – Representação dos elementos reológicos elementares: a) elemento de <i>Hooke</i> ; b) elemento de <i>Newton</i> e c) elemento de <i>St. Venant</i>	35
Figura 4.3 – Representação esquemática do modelo de <i>Maxwell</i>	37
Figura 4.4 – Representação esquemática do modelo de <i>Poynting-Thomson</i>	37
Figura 4.5 – Modelo viscoplástico de <i>Bingham</i>	37
Figura 4.6 – Estado de tensão σ'_{ij} localizado na superfície de cedência dinâmica f_d . Representação da definição de <i>overstress</i> (adaptado de Liingaard <i>et al.</i> , 2004)	39
Figura 4.7 – a) Processo de fluência para um material sem endurecimento; b) Processo de fluência para um material com endurecimento	40
Figura 4.8 – Linha de consolidação virgem e linhas de descompressão-recompressão para um ensaio de compressão isotrópico.....	45
Figura 4.9 – Variação volumétrica plástica correspondente a um incremento da tensão de pré-consolidação.....	47
Figura 4.10 – Função de cedência no modelo <i>Cam-clay modificado</i> (adaptado de Itasca, 2000).....	48
Figura 4.11 – Correção da forma da superfície de cedência para a zona super-crítica (Maranha, 1997).....	50
Figura 4.12 – Determinação do volume específico inicial (Vieira, 2006)	53
Figura 5.1 – Representação das condições de fronteira e do estado de tensão inicial para a determinação numérica da curva de reacção do maciço.....	56
Figura 5.2 – Malha radial utilizada para a determinação numérica da curva de reacção do maciço ...	56
Figura 5.3 – Solução analítica vs solução numérica para o critério de rotura de Mohr-Coulomb com lei de fluxo não associada.....	57
Figura 5.4 – Solução analítica vs solução numérica para o critério de rotura de Mohr-Coulomb com lei de fluxo associada	57
Figura 5.5 – Solução analítica vs solução numérica para o critério de rotura de Hoek-Brown	57
Figura 5.6 – Condições de fronteira para a simulação de um ensaio edométrico.....	58
Figura 5.7 – Variação do volume específico em função da tensão média para diferentes valores de η	59
Figura 5.8 – Variação do volume específico em função da tensão média para diferentes valores de η (ensaio prolongado no tempo).....	59

Figura 5.9 – Evolução da deformação volumétrica viscoplástica em função do tempo para diferentes valores de η	59
Figura 5.10 – Condições de fronteira para a simulação de um ensaio triaxial	60
Figura 5.11 – Trajectórias de tensão no domínio $p'-q$ para diferentes valores de η	60
Figura 5.12 – Evolução da deformação axial em função da tensão distorcional para diferentes valores de η (zona super-crítica)	61
Figura 5.13 – Evolução da deformação axial em função da tensão distorcional para diferentes valores de η (zona sub-crítica)	61
Figura 5.14 – Evolução da deformação volumétrica viscoplástica em função do tempo para diferentes valores de η (zona super-crítica)	61
Figura 5.15 – Evolução da deformação volumétrica viscoplástica em função do tempo para diferentes valores de η (zona sub-crítica)	61
Figura 5.16 – Malha utilizada para a modelação de um túnel circular com 15 metros de recobrimento	63
Figura 5.17 – Malha utilizada para a modelação de um túnel circular com 30 metros de recobrimento	63
Figura 5.18 – Malha utilizada para a modelação de um túnel não-circular com 15 metros de recobrimento	63
Figura 5.19 – Malha utilizada para a modelação de um túnel não-circular com 30 metros de recobrimento	63
Figura 5.20 – Formações geológicas ocorrentes na cidade de Lisboa (Lopes, 2001)	64
Figura 5.21 – Zonamento em profundidade da tensão média de pré-consolidação	65
Figura 5.22 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três valores de η (S1a)	67
Figura 5.23 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três valores de η (S1a)	67
Figura 5.24 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A e três valores de η (S1a)	68
Figura 5.25 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B e três valores de η (S1a)	68

Figura 5.26 – Zonas de plastificação para túnel circular com recobrimento de 15 metros e $\eta=10^{14}$ (Solo A).....	68
Figura 5.27 – Zonas de plastificação para túnel circular com recobrimento de 15 metros e $\eta=10^{16}$ (Solo A).....	69
Figura 5.28 – Perfil de subsidência para o solo A e três valores de η (S1a)	69
Figura 5.29 – Perfil de subsidência para o solo B e três valores de η (S1a)	69
Figura 5.30 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três valores de η (S1b).....	70
Figura 5.31 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três valores de η (S1b).....	70
Figura 5.32 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A e três valores de η (S1b).....	70
Figura 5.33 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B e três valores de η (S1b).....	70
Figura 5.34 – Zonas de plastificação para túnel circular com recobrimento de 30 metros e $\eta=10^{14}$ (Solo A).....	70
Figura 5.35 – Zonas de plastificação para túnel circular com recobrimento de 30 metros e $\eta=10^{16}$ (Solo A).....	71
Figura 5.36 – Perfil de subsidência para o solo A e três valores de η (S1b)	71
Figura 5.37 – Perfil de subsidência para o solo B e três valores de η (S1b)	71
Figura 5.38 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três velocidades de construção (S4a)	72
Figura 5.39 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três velocidades de construção (S4a)	72
Figura 5.40 – Perfil de subsidência para o solo A e três velocidades de construção (S4a).....	72
Figura 5.41 – Perfil de subsidência para o solo B e três velocidades de construção (S4a).....	72
Figura 5.42 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três valores de η (S2a).....	73
Figura 5.43 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três valores de η (S2a).....	73

Figura 5.44 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A e três valores de η (S2a)	73
Figura 5.45 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B e três valores de η (S2a)	73
Figura 5.46 – Perfil de subsidência para o solo A e três valores de η (S2a)	73
Figura 5.47 – Perfil de subsidência para o solo B e três valores de η (S2a)	73
Figura 5.48 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três valores de η (S2b)	74
Figura 5.49 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três valores de η (S2b)	74
Figura 5.50 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A e três valores de η (S2b)	74
Figura 5.51 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B e três valores de η (S2b)	74
Figura 5.52 – Zonas de plastificação para túnel não-circular com recobrimento de 30 metros e $\eta=10^{14}$ (Solo A)	74
Figura 5.53 – Zonas de plastificação para túnel não-circular com recobrimento de 30 metros e $\eta=10^{16}$ (Solo A)	75
Figura 5.54 – Perfil de subsidência para o solo A e três valores de η (S2b)	75
Figura 5.55 – Perfil de subsidência para o solo B e três valores de η (S2b)	75
Figura 5.56 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três velocidades de construção (S3a)	76
Figura 5.57 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três velocidades de construção (S3a)	76
Figura 5.58 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A e três velocidades de construção (S3a)	76
Figura 5.59 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B e três velocidades de construção (S3a)	76
Figura 5.60 – Perfil de subsidência para o solo A e três velocidades de construção (S3a)	76
Figura 5.61 – Perfil de subsidência para o solo B e três velocidades de construção (S3a)	76

Figura 5.62 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três valores de K_0 (S5b)	77
Figura 5.63 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três valores de K_0 (S5a)	77
Figura 5.64 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A e três valores de K_0 (S5b)	77
Figura 5.65 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B e três valores de K_0 (S5a)	77
Figura 5.66 – Perfil de subsidência para o solo A e três valores de K_0 (S5b)	78
Figura 5.67 – Perfil de subsidência para o solo B e três valores de K_0 (S5a)	78
Figura 5.68 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A, $K_0 = 1,3$ e três velocidades de construção (S5b)	78
Figura 5.69 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B, $K_0 = 1,3$ e três velocidades de construção (S5a)	78
Figura 5.70 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A, $K_0 = 1,3$ e três velocidades de construção (S5b)	79
Figura 5.71 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B, $K_0 = 1,3$ e três velocidades de construção (S5a)	79
Figura 5.72 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $\eta = 10^{14}$ (S2a)	79
Figura 5.73 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $\eta = 10^{14}$ (S2a)	79
Figura 5.74 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $\eta = 10^{16}$ (S2a)	80
Figura 5.75 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $\eta = 10^{16}$ (S2a)	80
Figura 5.76 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $\eta = 10^{14}$ (S2b)	80
Figura 5.77 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $\eta = 10^{14}$ (S2b)	80

Figura 5.78 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $\eta=10^{16}$ (S2b)	80
Figura 5.79 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $\eta=10^{16}$ (S2b)	80
Figura 5.80 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $v=0,75\text{m/dia}$ (S3a)	81
Figura 5.81 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $v=0,75\text{m/dia}$ (S3a)	81
Figura 5.82 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $v=0,75\text{m/dia}$ (S3b)	81
Figura 5.83 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $v=0,75\text{m/dia}$ (S3b)	81
Figura 5.84 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $v=1,5\text{m/dia}$ (S3b)	81
Figura 5.85 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $v=1,5\text{m/dia}$ (S3b)	81
Figura 5.86 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $K_0=0,7$ (S5b)	82
Figura 5.87 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $K_0=0,7$ (S5a)	82
Figura 5.88 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $K_0=1,0$ (S5b)	82
Figura 5.89 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $K_0=1,0$ (S5a)	82
Figura 5.90 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $K_0=1,3$ (S5b)	82
Figura 5.91 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $K_0=1,3$ (S5a)	82
Figura A.0.1 – Princípio de dissociação dos quadriláteros em dois pares de elementos triangulares (Itasca, 2000).....	91
Figura A.0.2 – Esquema de cálculo explícito para um intervalo de tempo Δt (Billaux e Cundall, 1993)	92

Figura A.0.3 – Esquema das diferentes etapas ocorrentes no decurso de um cálculo explícito (Itasca, 2000).....	93
--	----

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 5.1 – Parâmetros do modelo	64
Quadro 5.2 – Matriz de análises numéricas programadas	67

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

C	- Altura de recobrimento
C_{ae}	- Coeficiente de compressão secundária em relação a e
C_{ac}	- Coeficiente de compressão secundária em relação a ε
C_{ijkl}	- Tensor da flexibilidade elástica
D	- Diâmetro de um túnel
D_{ijkl}	- Tensor elástico
e	- Índice de vazios
e_i	- Índice de vazios inicial
E	- Módulo de deformabilidade - Módulo de elasticidade (módulo de Young)
f	- Função de cedência
f_d	- Superfície de cedência estática
f_m	- Lei de convergência do maciço
f_s	- Superfície de cedência dinâmica - Lei de convergência do suporte
F	- Força - Função de cedência
FC	- Factor de carga
g	- Função de potencial plástico
G	- Módulo de distorção
k	- Coeficiente de permeabilidade
K	- Módulo de rigidez volumétrico
K_{cr}	- Coeficiente de impulso em repouso crítico
K_p	- Coeficiente de impulso passivo
K_0	- Coeficiente de impulso em repouso
L	- Parâmetro de alteração da forma da superfície de cedência na zona super-crítica
m_v	- Coeficiente de compressibilidade volumétrica
M	- Inclinação da linha de estados críticos
N	- Número de estabilidade
N_c	- Número de estabilidade no colapso
OCR	- Grau de sobreconsolidação

p	- Tensão normal média ou octaédrica em termos de tensões totais
p_c	- Tensão média de pré-consolidação
p_{cr}	- Tensão média no estado crítico
p_{c0}	- Tensão média de pré-consolidação inicial
p_e	- Pressão exterior
p_i	- Pressão interior
p_{max}	- Tensão média máxima
p_0	- Tensão média inicial - Pressão de referência
p'	- Tensão normal média ou octaédrica em termos de tensões efectivas
P	- Comprimento não revestido
q	- Tensão distorcional
q_{cr}	- Tensão distorcional no estado crítico
q_{max}	- Tensão distorcional máxima
q_0	- Resistência de pico para a taxa de deformação quase nula
s	- $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
s_{ij}	- Parte deviatórica do tensor das tensões
t	- Tempo - $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
t_i	- Tempo de referência
u	- Deslocamento - Pressão intersticial
u_d	- Deslocamento antes da colocação do suporte
u_f	- Deslocamento final
u_r	- Deslocamento radial
u_0	- Pressão intersticial inicial
u_i^*	- Vector velocidade nodal
\dot{u}	- Velocidade
\ddot{u}	- Aceleração
V	- Volume
V_a	- Volume da bacia de subsidência
V_e	- Volume exterior

V_i	- Volume interior
V_s	- Volume das partículas sólidas
W^{vp}	- Trabalho viscoplástico
α	- Ângulo entre a tensão principal máxima e a vertical
β	- Factor de redução de rigidez do núcleo - Função do tempo
δ_f	- Deslocamento final
δ_h	- Deslocamento horizontal
δ_{ij}	- Delta de Kronecker
δ_v	- Deslocamento vertical
$\delta_{v,max}$	- Deslocamento vertical máximo
Δ	- Incremento finito
ε	- Extensão
ε_a	- Deformação axial
ε_h	- Extensão horizontal
ε_q	- Deformação distorcional
ε_r	- Deformação radial
$\varepsilon_{r,max}$	- Deformação radial máxima
ε_v	- Extensão vertical
ε_θ	- Extensão circunferencial
ε^e	- Deformação elástica
ε^{vp}	- Deformação viscoplástica
ε_v^e	- Deformação volumétrica elástica
ε_v^p	- Deformação volumétrica plástica
ε_0^{vp}	- Deformação viscoplástica inicial
ε_{ij}	- Tensor das deformações
ε_{ij}^e	- Tensor das deformações elásticas
ε_{ij}^{vp}	- Tensor das deformações viscoplásticas
$\dot{\varepsilon}$	- Taxa de deformação
$\dot{\varepsilon}^e$	- Taxa de deformação elástica
$\dot{\varepsilon}^{vp}$	- Taxa de deformação viscoplástica

$\dot{\varepsilon}_v^p$	- Taxa de deformação volumétrica plástica
$\dot{\varepsilon}_v^{vp}$	- Taxa de deformação volumétrica viscoplástica
$\dot{\varepsilon}_{ij}$	- Tensor das taxas de deformação
$\dot{\varepsilon}_{ij}^e$	- Taxa das taxas de deformação elásticas
$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$	- Componentes viscoplásticas do tensor das taxas de deformação
ϕ	- Ângulo de atrito
γ	- Peso volúmico - Multiplicador plástico
λ	- Coeficiente de desconfinamento - Índice de compressibilidade isotrópica virgem nos modelos de estados críticos
λ_d	- Coeficiente de desconfinamento antes da colocação do suporte
μ	- Parâmetro de achatamento da forma da superfície de cedência para a zona super-crítica
Λ	- Multiplicador plástico
ν	- Coeficiente de Poisson
θ	- Ângulo de Lode
ρ	- Massa volúmica
σ	- Tensão normal
σ_0	- Tensão normal inicial
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	- Tensões principais
σ_c	- Tensão de cedência
σ_r	- Tensão radial - Resistência residual
σ_t	- Resistência à tracção
σ_v	- Tensão vertical
σ_{vf}	- Tensão vertical final
σ_{v0}	- Tensão vertical inicial
σ_θ	- Tensão circunferencial
σ_{ij}	- Tensor das tensões
$\dot{\sigma}_{ij}$	- Tensor das taxas de tensão
σ'_p	- Tensão efectiva de pré-consolidação
σ'_v	- Tensão efectiva vertical

σ'_{v0}	- Tensão efectiva vertical inicial
σ'_{ij}	- Tensor das tensões efectivas
$\dot{\sigma}'_{ij}$	- Tensor das taxas de tensão efectiva
v	- Volume específico
v_k	- Volume específico recuperável
v_λ	- Volume específico na pressão de referência
v_0	- Volume específico inicial

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais

Com o desenvolvimento das sociedades modernas e consequente expansão das grandes metrópoles em todo o Mundo, a pressão urbanística e a disponibilidade limitada de espaço para construção promoveram a necessidade de explorar o espaço sub-superficial como meio para a instalação de infra-estruturas de serviço público e privado.

A execução de túneis veio, nesse sentido, contribuir para a melhoria da qualidade de vida ambiental e económica das grandes cidades, aumentando a mobilidade de pessoas e bens através de linhas ferroviárias de grande desempenho ao mesmo tempo que reduz o impacto das cargas poluentes resultantes do tráfego viário à superfície, assim como contribuindo para a expansão e renovação da rede de condução de águas residuais.

A execução de túneis em ambiente urbano encontra diversos constrangimentos devido aos possíveis impactos negativos nas estruturas vizinhas, assim como dificuldades ao nível da competência dos terrenos e baixa profundidade em que são projectados. Os tipos de solos normalmente presentes na envolvente de uma obra desta natureza têm características geotécnicas e comportamentos muito particulares, tais como a fluência e expansibilidade.

Tais constrangimentos promoveram a necessidade de evolução significativa das técnicas construtivas na execução de túneis, como é o caso actual das máquinas tuneladoras de grande diâmetro, que permitem escavar túneis numa vasta gama de condições de terreno e com elevada qualidade no que se refere ao controlo de movimentos do terreno. As técnicas convencionais também sofreram grandes evoluções, nomeadamente no desenvolvimento das técnicas de pré-suporte e de reforço da frente. As técnicas de tratamento e reforço de solos têm contribuído bastante para o sucesso de muitos projectos de túneis, como é o caso das injeções de compensação.

Na instrumentação de obras subterrâneas o melhoramento de sistemas de processamento de dados tem permitido uma utilização mais eficaz dos dados obtidos. A gestão em tempo real dos registos da monitorização durante a construção tem contribuído para uma melhor implementação do método observacional em projectos de túneis.

A grande evolução ao nível de projecto de túneis é devida principalmente ao incremento de potência e capacidade de processamento computacional das últimas décadas. Os modelos numéricos permitem simular processos de construção complexos em que se podem incluir estudos de interacção com estruturas vizinhas, em duas ou três dimensões, incorporar leis constitutivas cada vez mais sofisticadas de forma a reproduzirem fielmente a resposta observada de solos naturais. Permitem também a realização de estudos paramétricos e da sensibilidade dos modelos envolvidos no projecto de túneis.

1.2 Âmbito do trabalho

O estudo do comportamento de túneis executados em terrenos brandos é um tema de grande interesse e actualidade. O desempenho estrutural deste tipo de obras ao longo do seu período de vida útil deve ser adequadamente avaliado, dadas as consequências de uma rotura ou da sua operação em condições deficientes de funcionalidade.

A operação de escavação de um túnel resulta no alívio de tensões no maciço originando, invariavelmente, deformações que podem ser de dois tipos: as deformações imediatas e as deformações diferidas no tempo. As deformações imediatas são devidas à resposta elástica do terreno induzida pelo processo de escavação, podendo incluir uma parcela plástica, caso as tensões geradas sejam suficientes para atingir a cedência do material em torno do túnel. As deformações dependentes do tempo podem ocorrer após o processo de escavação e prolongarem-se por longos períodos de tempo durante a fase de serviço da obra. O mecanismo de fluência pode ser um dos responsáveis pelas deformações de longo prazo.

O estudo das magnitudes de deformação dependente do tempo em redor de um túnel é de primordial importância, verificando-se a necessidade promover estudos neste domínio. É nesse âmbito que se pretende desenvolver este trabalho, nomeadamente no estudo da influência que a velocidade de construção, e outros parâmetros que influenciem a resposta diferida no tempo.

1.3 Estruturação da dissertação

Para além do capítulo introdutório, onde se apresentaram as considerações iniciais relativamente ao âmbito do trabalho, os objectivos fundamentais que se pretende alcançar, assim como a sua estruturação, a presente dissertação foi organizada em mais cinco capítulos.

O capítulo 2 inicia-se com uma referência às principais características do comportamento de túneis em terrenos brandos, concretamente no que se refere à resposta do maciço face à escavação em termos de estado de tensão e deformação. Destaca-se neste capítulo a descrição do método da convergência-confinamento utilizado para analisar a resposta em estado plano de deformação do terreno face à escavação de um túnel.

No capítulo 3 descrevem-se os fenómenos envolvidos no comportamento dependente do tempo em geomateriais, os mecanismos envolvidos. Procede-se à avaliação dos efeitos diferidos no tempo em análises de resultados de ensaios laboratoriais.

O capítulo 4 referencia as principais vias de modelação do comportamento diferido no tempo, associadas ao projecto de túneis. Abordam-se os modelos empíricos, reológicos e modelos generalizados tensão-deformação-tempo, nomeadamente o modelo *overstress* introduzido por Perzyna. Também se destaca neste capítulo a formulação do modelo elasto-viscoplástico baseado nos conceitos de estados críticos e de *overstress* implementado no programa de cálculo por diferenças finitas FLAC da sociedade Itasca.

O capítulo 5 inicia-se com a verificação de um algoritmo criado para simular o alívio parcial das tensões resultantes da escavação de um túnel, através da determinação numérica da lei de convergência do maciço e respectiva comparação com a solução analítica para dois critérios de rotura: Mohr-Coulomb e Hoek-Brown. De seguida, efectua-se a verificação do modelo numérico elasto-viscoplástico para um carregamento edométrico e para um triaxial. Procede-se à descrição pormenorizada da rotina criada num software de diferenças finitas (FLAC, Itasca) para efectuar os estudos pretendidos, seguido da compilação e análise dos resultados das simulações processadas que englobam o estudo da influência do coeficiente de viscosidade, da velocidade de construção e do coeficiente de impulso em repouso, bem como da altura de recobrimento e da forma da secção transversal nas deformações geradas na envolvente e à superfície.

O capítulo 6 reserva-se para as considerações finais acerca do estudo efectuado e para uma abordagem geral em relação ao desenvolvimento de trabalhos futuros que poderão ser produzidos no âmbito do aprofundar de conhecimento sobre o tema da presente dissertação.

2. COMPORTAMENTO DE TÚNEIS EM MACIÇOS TERROSOS

2.1 Introdução

Pretende-se neste capítulo descrever as principais características do comportamento de túneis quando executados em terrenos brandos, focando essencialmente os aspectos referentes à resposta do terreno face à escavação e respectivos factores condicionantes. É referida a importância dos efeitos tridimensionais gerados na frente de escavação e dos mecanismos de interacção entre a estrutura de suporte e o terreno. É abordado o tema do suporte em túneis, fazendo referência a diferentes metodologias existentes para o seu estudo. Destaca-se o método da convergência-confinamento apresentando-se uma descrição mais profunda do mesmo, assim como as soluções analíticas das curvas de convergência do terreno para um solo respeitando o critério de rotura de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown.

2.2 Estado de tensão em redor de um túnel

A abertura de um túnel num maciço previamente em equilíbrio e submetido a um estado de tensão adquirido ao longo do processo geológico traduz-se, de um ponto de vista mecânico, na remoção das tensões instaladas na sua superfície. Assim, à medida que a escavação do túnel progride e a respectiva frente avança, o campo de tensões no maciço envolvente é significativamente alterado originando um movimento da frente dirigido para o interior da cavidade criada, bem como uma convergência das paredes, até que um novo estado de equilíbrio seja atingido, pela mobilização parcial ou total da resistência do maciço, eventualmente complementada pela intervenção duma estrutura de suporte (Rocha, 1976).

Relativamente ao campo de tensões, o maciço responde de modo a restabelecer a sua condição de equilíbrio através de um fenómeno denominado efeito de arco, que pode ser descrito da seguinte forma:

“Arching can be best described as a transfer of forces between a yielding mass of geomaterials and adjoining stationary members. A redistribution of stresses in the soil body takes place. The shearing resistance tends to keep the yielding mass in its original position resulting in a change of the pressure on both of the yielding part’s support and the adjoining part of soil” (Terzaghi, 1943).

Recorrendo a análises numéricas axissimétricas e tridimensionais assim como a resultados de observações de obras reais, Eisenstein *et al.* (1984) demonstraram que o efeito de arco manifesta-se também no plano longitudinal ao eixo do túnel, tal como ilustrado na Figura 2.1, em oposição à bidimensionalidade do fenómeno inicialmente postulada. Para além da natureza tridimensional do efeito de arco, este processo é função do estado de tensão instalado no maciço, das suas características de resistência e deformabilidade e também do processo construtivo.

Os mesmos autores definiram ainda o método das curvas de reacção que visa traduzir a interacção entre o maciço e o suporte relacionando a tensão vertical e o deslocamento radial num qualquer ponto da periferia do túnel, exemplificado pela Figura 2.2 para um ponto situado no tecto.

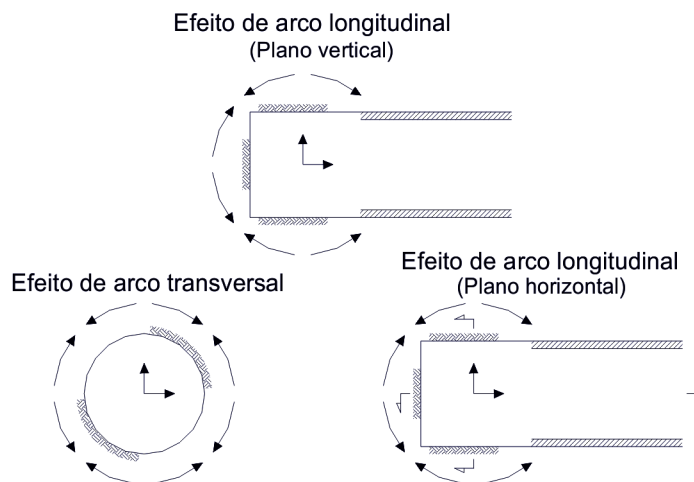


Figura 2.1 – Efeito de arco tridimensional nas proximidades da frente de escavação (adaptado de Eisenstein *et al.*, 1984)

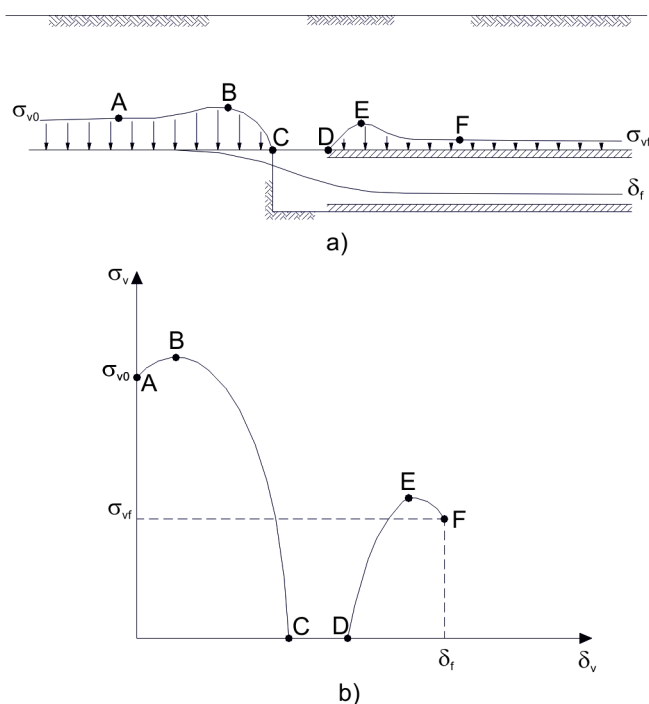


Figura 2.2 – Interacção tridimensional maciço-suporte: a) distribuição das tensões e dos deslocamentos verticais ao longo de um alinhamento longitudinal situada no tecto do túnel; b) correspondente curva de reacção maciço-suporte (adaptado de Eisenstein *et al.*, 1984)

2.3 Estado de deformação em redor de um túnel

A anulação das tensões resultantes da criação duma cavidade num maciço promove uma reacção do mesmo no sentido de voltar a ocupar o vazio criado através de movimentos da frente de escavação na direcção longitudinal e da convergência das paredes no sentido radial.

A distribuição de deslocamentos ilustrada pela Figura 2.3 foi obtida por Ranken e Ghaboussi (1975) através de uma análise axissimétrica por elementos finitos no caso mais simples de túnel profundo executado num meio elástico e homogéneo submetido a um campo de tensões uniforme e isotrópico. A uma certa distância da frente de escavação, os deslocamentos são essencialmente longitudinais e apresentam uma tendência crescente até atingir o seu valor máximo no momento da passagem da frente, passando a decrescer com o afastamento desta até à sua anulação a certa distância, ou mantendo um valor residual de expressão muito pouco significativa em relação aos deslocamentos radiais. Por sua vez, a componente radial dos deslocamentos apresenta uma taxa de variação crescente à medida que a distância à frente diminui, atingindo o valor máximo quando essa distância se anula. Contudo, passando para zonas atrás da frente de escavação, a mesma tende para zero, resultando numa estabilização da componente radial dos deslocamentos.

Os mesmos autores observaram o mesmo tipo de comportamento em análises numéricas considerando a introdução de um suporte e a possibilidade da ocorrência de plastificações no maciço.

Segundo ilustração sugestiva de Almeida e Sousa (1998), num processo de escavação de um túnel desenvolvem-se três zonas características no que diz respeito aos estados de tensão e de deformação, como ilustrado na Figura 2.4. A denominada zona de influência da frente situa-se na proximidade da frente de escavação em que o estado de deformação é de natureza tridimensional e cujo desenvolvimento na direcção longitudinal é menor do que dois diâmetros para cada lado da mesma, sendo o mesmo determinado essencialmente pela resistência do maciço e pelo comprimento não revestido. Adiante e atrás da zona de influência da frente situam-se respectivamente a zona não perturbada e a zona de estabilização onde o equilíbrio se manifesta em condições muito próximas dum estado plano de deformação.

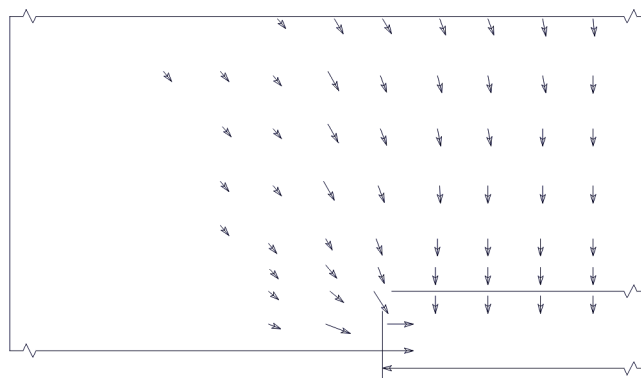


Figura 2.3 – Distribuição de deslocamentos num plano longitudinal vertical contendo o eixo do túnel (Ranken e Ghaboussi, 1975)

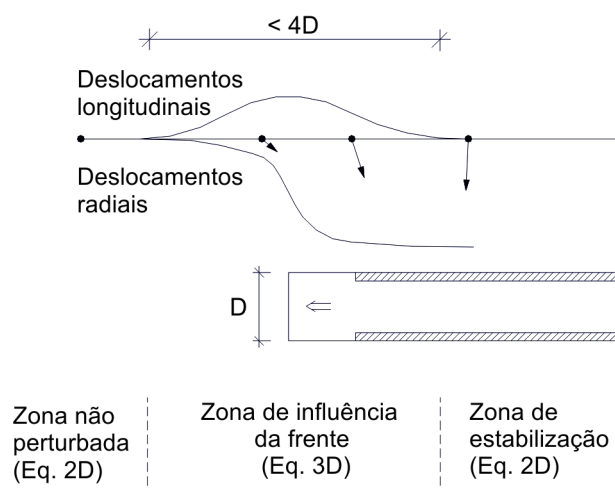


Figura 2.4 – Resposta do maciço com o avanço da frente nos estados de tensão e deformação (Almeida e Sousa, 1998)

2.4 Evolução do estado de tensão

A trajectória de tensões a que fica submetido um elemento de terreno localizado na vizinhança de um túnel na sequência da sua construção depende da sua localização, do estado de tensão inicial, das propriedades do terreno, da proximidade da superfície livre, da forma da secção transversal, além da óbvia dependência do processo construtivo utilizado, assim como o efeito do tempo na alteração das propriedades de deformabilidade e de resistência dos materiais geomecânicos e, eventualmente, dos próprios meios de suporte (Almeida e Sousa, 1998; Vieira, 2006).

Recorrendo a análises planas e tridimensionais, Vieira (2006) demonstrou a influência que o estado de tensão inicial do maciço tem sobre as trajectórias de tensão no espaço $s-t$ e $p-q/2$. Foi simulada a execução de um túnel num meio isotrópico, de comportamento elástico e linear e sujeito a um estado de tensão uniforme (túnel profundo), obtendo-se a evolução da tensão em pontos na zona do tecto e dos hasteais.

Num ponto situado no tecto/soleira o efeito da escavação manifesta-se pela diminuição da tensão vertical e aumento da tensão horizontal, ou seja, fica sujeito a um estado de tensão que evolui segundo uma trajectória de extensão. Por sua vez, num ponto situado no hasteal o estado de tensão apresenta um comportamento recíproco, resultando numa diminuição da tensão horizontal e aumento da tensão vertical, ou seja, evolui segundo uma trajectória de compressão.

No espaço de tensões $s-t$ em análises planas (Figura 2.5 e Figura 2.7) verifica-se que para valores de K_0 inferiores a 1 a trajectória de tensões apresenta um declive positivo, sendo que, para um ponto situado no tecto ou na soleira do túnel a evolução de tensões ocorre no sentido da diminuição das tensões média e de corte. Observa-se que a tensão de corte diminui até ao valor nulo (tensão radial iguala a tensão circunferencial), passando a aumentar no sentido oposto às tensões de repouso, havendo uma rotação de 90° na direcção das tensões principais. Como o aumento da tensão circunferencial não compensa a diminuição da tensão radial, verifica-se a ocorrência da diminuição da

tensão média. Por sua vez, no hasteal as tensões evoluem no sentido do aumento progressivo tanto da tensão média como da tensão de corte. Para valores de K_0 superiores a 1 a trajectória de tensões apresenta um declive negativo, traduzindo para um ponto situado no tecto uma evolução no sentido de decréscimo da tensão de corte e aumento da tensão média. No hasteal verifica-se um decréscimo inicial da tensão de corte até ao valor nulo passando a aumentar no sentido oposto, havendo uma rotação de 90° na direcção da tensão principal máxima e diminuição da tensão média. No caso de K_0 ser igual a 1 não ocorre variação da tensão média e as trajectórias são iguais para todos os pontos em redor do túnel.

O resultado das análises tridimensionais nos espaços de tensões s - t e p - $q/2$ (Figura 2.6 e Figura 2.8) permite observar trajectórias de tensão bastante diferentes em relação à evolução da tensão média em estado plano de deformação. Em todos os casos de análise verifica-se um aumento inicial da tensão média resultante da compressão devido ao avanço da frente seguindo-se uma descompressão acentuada provocada pela escavação da secção em questão e, finalmente, um novo aumento da tensão média devido à redistribuição longitudinal de tensões para trás da frente de escavação. Verifica-se também que, para K_0 superior a 1 no hasteal e K_0 inferior a 1 no tecto, a tensão deviatórica q pode atingir valores máximos antes do alívio total das tensões resultante da escavação.

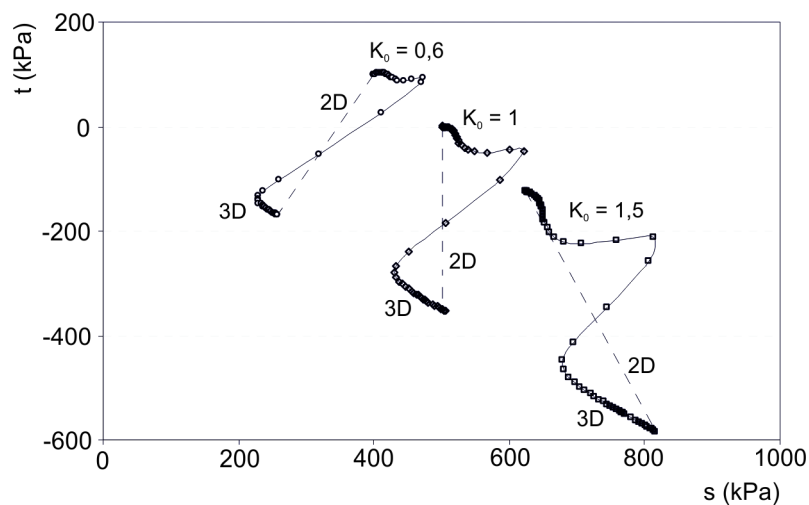


Figura 2.5 – Evolução do estado de tensão no espaço s - t para três valores de K_0 (tecto/soleira) (Vieira, 2006)

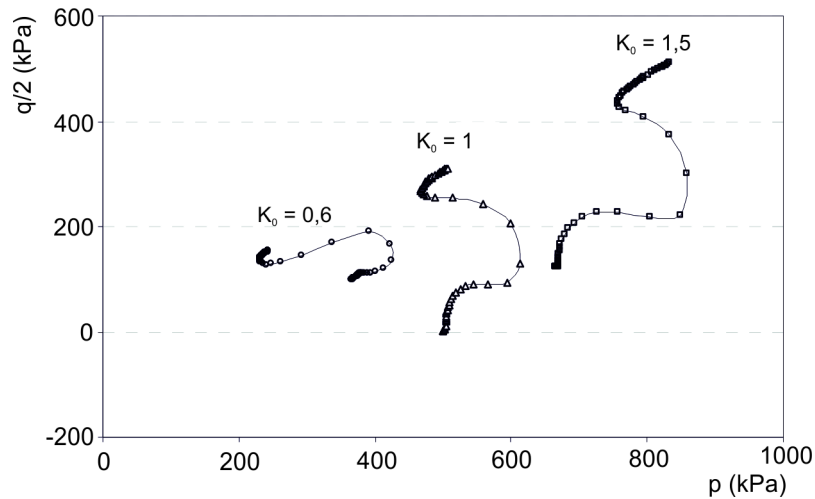


Figura 2.6 – Evolução do estado de tensão no espaço p - $q/2$ para três valores de K_0 (tecto/soleira) (Vieira, 2006)

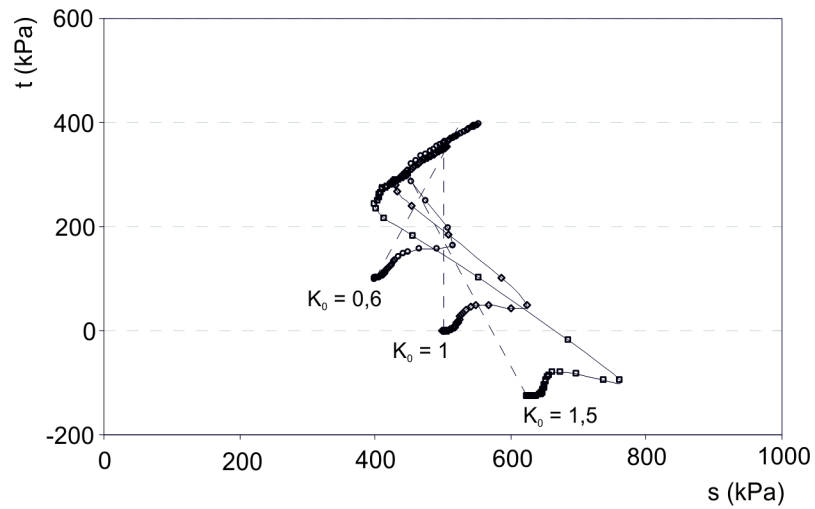


Figura 2.7 – Evolução do estado de tensão no espaço s - t para três valores de K_0 (hasteal) (Vieira, 2006)

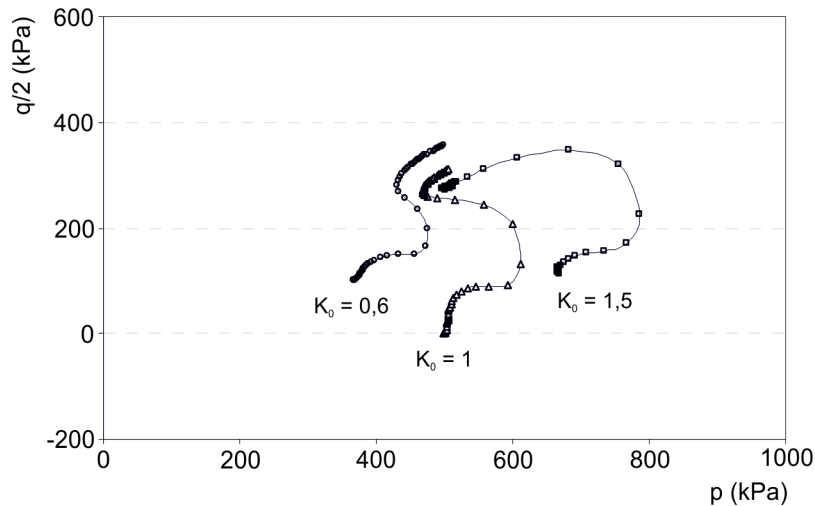


Figura 2.8 – Evolução do estado de tensão no espaço p - $q/2$ para três valores de K_0 (hasteal) (Vieira, 2006)

Tendo por base ensaios numéricos em estado plano de deformação, admitindo a possibilidade de ocorrência de cedência no terreno e recorrendo também a soluções analíticas, Wong e Kaiser (1991) concluíram que a existência de três tipos de comportamento para túneis em terrenos grosseiros não cimentados é determinada pelo estado de tensão inicial. De acordo com a Figura 2.9, pode verificar-

se que, para valores de K_0 inferiores a 1 o início da cedência ocorre na zona dos hasteais (modo I), uma vez que o alívio de tensões resultante da escavação provoca um aumento contínuo da diferença entre a tensão radial e circunferencial. Contrariamente, para valores de K_0 superiores a 1, o aumento da tensão média nas zonas do tecto e da soleira promove a ocorrência de cedência nessas zonas (modo III). Para K_0 igual a 1 a zona de cedência ocorre em torno de toda a periferia (modo II). A Figura 2.9 também exhibe os modos de propagação das zonas de cedência até a superfície em função do alívio de tensões e foi definido o coeficiente de impulso em repouso crítico (K_{cr}). Se K_0 for inferior a K_{cr} , verifica-se que a plastificação da zona dos hasteais se propaga até à superfície, mesmo antes da zona do tecto entrar em cedência, enquanto para valores superiores a zona de plastificação envolve toda a periferia do túnel.

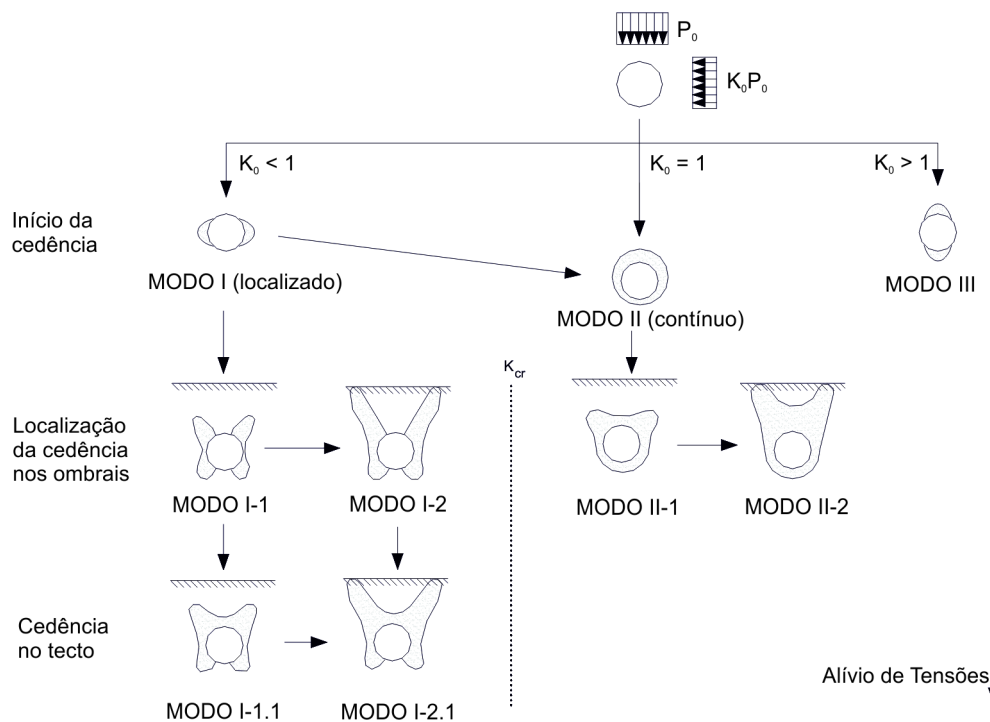


Figura 2.9 – Mecanismos de plastificação do terreno na zona do túnel (adaptado de Wong e Kaiser, 1991)

2.5 Estrutura de suporte em túneis

O dimensionamento do suporte em túneis foi, durante muitos anos, considerado demasiado complexo para ser estudado dum ponto de vista analítico em engenharia, sendo o suporte calculado com recurso a métodos empíricos que se consideraram satisfatórios, baseando-se apenas na semelhança das condições geológicas de casos passados.

As principais dificuldades que se prendem com o dimensionamento do suporte de túneis devem-se maioritariamente ao inadequado conhecimento do comportamento do solo aquando da construção de um túnel por métodos sequenciais, insuficiente informação sobre o estado de tensão inicial do terreno e a tridimensionalidade do fenómeno de interacção solo-estrutura. Outro aspecto de grande relevância prende-se com os efeitos diferidos no tempo ditados pelas propriedades reológicas do solo, como a fluência.

Actualmente existem três tipos de abordagem recorrentes em projecto de túneis: as abordagens empírica, racional e observacional.

A abordagem empírica é caracterizada por um conjunto de recomendações de projecto e métodos construtivos que resultaram da experiência e que dependem da caracterização geomecânica do maciço. São estabelecidas classes de comportamento geomecânico em função de um número limitado de parâmetros geotécnicos e, correspondendo a cada classe, são feitas diferentes recomendações de acordo com o tipo de obra e características do suporte (Bieniawski, 1983; Barton *et al.*, 1974; AFTES, 1974; 1993).

A abordagem racional recorre a soluções analíticas e a simulações numéricas para avaliar os estados de tensão e deformação no meio resultantes da execução do túnel assim como a determinação dos esforços na estrutura de suporte. O objectivo da abordagem racional é a definição das condições de estabilidade do túnel e projectar as estruturas que eventualmente serão necessárias para garantir a mesma estabilidade (Oreste, 2009). Incluem-se neste tipo abordagem, os métodos de pressões de terras que determinam a extensão e a forma das superfícies de equilíbrio limite admitindo que ocorrem convergências de magnitude suficiente para que se instale um mecanismo de colapso. O suporte é calculado de forma a mobilizar as reacções necessárias para manter o equilíbrio, não contabilizando a capacidade resistente do maciço (AFTES, 2001). Estes métodos têm vindo a ser progressivamente substituídos por outros que não menosprezam a capacidade resistente do maciço e a sua interacção com o suporte, tal como o método da convergência-confinamento ou o método das reacções hiperestáticas.

Quando se recorre ao método observacional, têm de ser satisfeitos, antes do início da construção, quatro requisitos: 1) devem ser estabelecidos os limites do comportamento aceitável; 2) deve ser determinada a gama de comportamentos possíveis e deve demonstrar-se que existe uma probabilidade aceitável de que o comportamento real se situe dentro dos limites admissíveis; 3) deve ser elaborado um plano de observação com o objectivo de verificar se o comportamento real se situa dentro dos limites estabelecidos; 4) deve estar previsto um plano de actuação a ser adoptado no caso de a observação revelar comportamento fora dos limites aceitáveis (EC7 – NP EN1997:2010).

Durante a construção, os resultados do plano de observação devem ser avaliados dentro dos prazos apropriados e, em caso de necessidade, adaptar o projecto de acordo com o plano de actuação previamente estabelecido.

Actualmente estas três abordagens não são consideradas como alternativas entre si, mas como sendo complementares. Cada abordagem permite adicionar informação útil para o projecto de um túnel.

2.6 O método da convergência-confinamento

Como referido anteriormente, durante a escavação de um túnel, o solo junto da frente de escavação exhibe uma resposta tridimensional. O método da convergência-confinamento (Figura 2.10) utilizado

por Panet e Guellec (1979) permite, numa análise em estado plano de deformação, considerar os efeitos tridimensionais das convergências nas proximidades da frente e também a interacção solo-estrutura, supondo que a convergência está relacionada com a diminuição de uma pressão de suporte fictícia, σ_r , que é função da distância à frente da secção de cálculo considerada, e é definida como:

$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_0 \quad (2.1)$$

sendo σ_0 a tensão inicial e λ o coeficiente de desconfinamento, que simula a escavação, podendo variar entre 0 e 1. O valor de λ nulo está associado a uma distância da frente onde o efeito da escavação é negligenciável, enquanto para $\lambda = 1$ corresponde a uma distância da ordem de dois diâmetros atrás da frente.

O desconfinamento provocado no terreno pelo aumento do parâmetro λ provoca o deslocamento u da escavação dado por uma relação que define a lei de convergência do maciço:

$$f_m = (\sigma_r, u) = 0 \quad (2.2)$$

O comportamento do suporte é definido pela relação entre a tensão que sobre ele o terreno exerce e o deslocamento, de acordo com a equação seguinte:

$$f_s(\sigma_r, u) = 0 \quad (2.3)$$

O suporte é normalmente colocado a uma certa distância P da frente de escavação, denominado de comprimento não suportado, para a qual um deslocamento do túnel u_d tenha já ocorrido. Ao deslocamento do túnel u_d corresponde um valor do coeficiente de desconfinamento λ_d . Esta relação toma a seguinte forma:

$$f[\sigma_r, (u - u_d)] = 0 \quad (2.4)$$

O estado final de equilíbrio resulta da interacção entre o terreno e o suporte dada pela solução do sistema de equações (2.2) e (2.4). A determinação do valor λ_d na altura da colocação do suporte constitui a principal dificuldade (AFTES, 2001).

O método da convergência confinamento ganhou importância com a evolução significativa do poder computacional, sendo utilizado para estimar os esforços actuantes na estrutura de suporte, a espessura da zona em redor da fronteira do túnel que se encontra em regime plástico, as convergências expectáveis e, através de retro-análise, estimar os parâmetros de caracterização mecânica do maciço.

É frequentemente utilizado em análises numéricas em estado plano de deformação, para diferentes geomateriais e modelos constitutivos, para os quais não existem soluções analíticas conhecidas da

lei de convergência do maciço, bem como para túneis superficiais com geometrias não circulares e estados de tensão não uniformes.

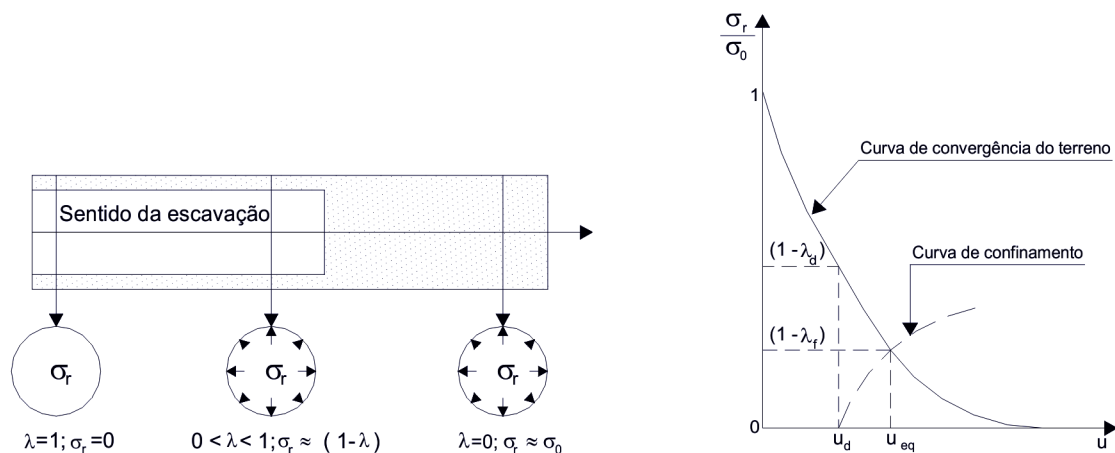


Figura 2.10 – Princípio do método da convergência-confinamento (adaptado de AFTES, 2001)

A curva de convergência do terreno

O método da convergência confinamento baseia-se em importantes hipóteses simplificativas: 1) túnel profundo de geometria circular; 2) campo de tensões uniforme; 3) maciço homogêneo e isotrópico; 4) problema bidimensional em estado plano de deformação; 5) problema axissimétrico.

Admitindo as hipóteses referidas, é possível obter-se soluções analíticas para a lei de convergência do maciço, de acordo com as relações tensão-deformação do solo.

Desta forma e num elemento infinitesimal de solo ilustrado pela Figura 2.11, as equações (2.5) a (2.7) representam as cinco leis governativas do comportamento elástico do maciço envolvente a um túnel sendo, respectivamente: as duas leis de tensão-deformação da teoria da elasticidade (estado plano de tensão); a equação de equilíbrio de forças em simetria axial; e as duas equações de deformação em simetria axial.

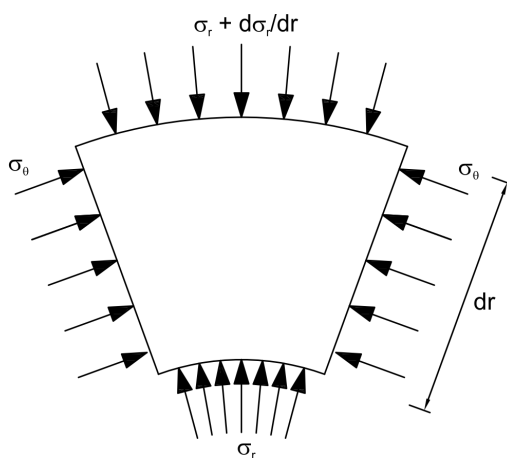


Figura 2.11 – Equilíbrio de forças num elemento infinitesimal de solo no contorno da abertura em condições axissimétricas

$$\begin{cases} \varepsilon_r = \left(\frac{1}{E} - \frac{\nu^2}{E}\right) \sigma_r - \left(\frac{\nu + \nu^2}{E}\right) \sigma_\theta \\ \varepsilon_\theta = \left(\frac{1}{E} - \frac{\nu^2}{E}\right) \sigma_\theta - \left(\frac{\nu + \nu^2}{E}\right) \sigma_r \end{cases} \quad (2.5)$$

Sendo σ_r e σ_θ as tensões radial e circunferencial, ε_r e ε_θ as deformações radial e circunferencial, E o módulo de elasticidade e ν o coeficiente de Poisson.

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{r} \quad (2.6)$$

$$\begin{cases} \varepsilon_\theta = -\frac{u_r}{r} \\ \varepsilon_r = -\frac{du_r}{dr} \end{cases} \quad (2.7)$$

sendo u_r o deslocamento radial de um ponto situado a uma distância r do eixo do túnel.

Considerando as condições de fronteira do problema:

$$\begin{cases} \sigma_r = \sigma_\theta = p_0 \\ \varepsilon_r = \varepsilon_\theta = 0 \end{cases}, r = \infty \quad (2.8)$$

$$\sigma_r = p, \quad r = R$$

obtêm-se as soluções para as deformações e tensões nas suas componentes radial e tangencial, assim como para o deslocamento radial, em função da distância ao eixo do túnel r , do raio do túnel R , da pressão hidrostática p_0 e da pressão interna p :

$$\begin{cases} \varepsilon_r = -\frac{1+\nu}{E}(p_0 - p)\left(\frac{R}{r}\right)^2 \\ \varepsilon_\theta = \frac{1+\nu}{E}(p_0 - p)\left(\frac{R}{r}\right)^2 \end{cases} \quad (2.9)$$

$$\begin{cases} \sigma_r = p_0 - (p_0 - p)\left(\frac{R}{r}\right)^2 \\ \sigma_\theta = p_0 + (p_0 - p)\left(\frac{R}{r}\right)^2 \end{cases} \quad (2.10)$$

$$u_r = -\frac{1+\nu}{E}(p_0 - p)\frac{R^2}{r} \quad (2.11)$$

Assim, para um ponto situado na fronteira do túnel ($r = R$), obtém-se a lei de convergência do maciço:

$$u_r = -\frac{1+\nu}{E}(p_0 - p)R \quad (2.12)$$

A representação da lei de convergência do maciço de comportamento elástico e linear traduz-se num segmento de recta com ilustrado na Figura 2.12:

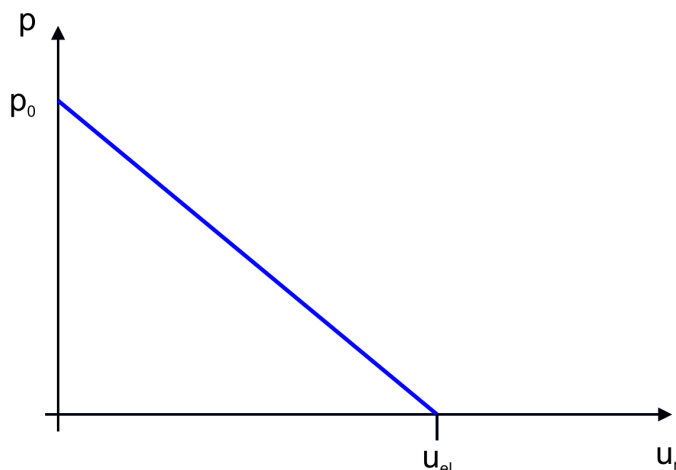


Figura 2.12 – Lei de convergência do maciço de comportamento elástico e linear

A partir de um maciço cujo comportamento respeita o critério de rotura de Mohr-Coulomb, para uma dada pressão interna p e com o decréscimo da coordenada radial r , o estado de tensão atinge o valor limite definido pelo critério de rotura. O valor da coordenada r correspondente a esse estado limite designa-se por raio plástico R_{pl} (Figura 2.13). A pressão radial a que está associada ao raio plástico é denominada de pressão crítica, p_{cr} , sendo definida por:

$$p_{cr} = p_0(1 - \sin \phi) - c \cos \phi \quad (2.13)$$

sendo respectivamente c e ϕ o parâmetro de coesão aparente e o ângulo friccional do terreno.

Se p_{cr} resultar um valor negativo ou nulo, a curva de convergência do maciço apresenta-se como um segmento de recta, ou seja, apesar do material ter comportamento elastoplástico o estado de tensão ainda não atingiu o limite de plastificação, continuando a responder em regime elástico. No caso de p_{cr} ser positivo, desenvolve-se para valores de p inferiores a p_{cr} uma zona em redor do túnel de envolvente plástica com espessura $R_{pl} - R$. O raio plástico identifica o limite da área em redor do túnel que se encontra em regime plástico, sendo que, para valores de r superiores ao raio plástico, o material mantém-se em regime elástico.

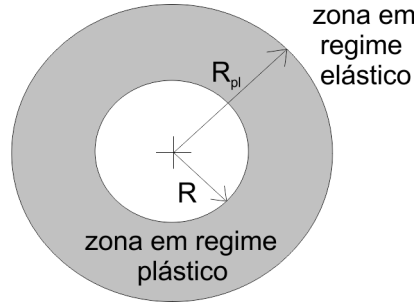


Figura 2.13 – Zona em regime plástico no contorno de uma cavidade circular

Para o critério de rotura de Mohr-Coulomb a tensão radial é obtida pela equação seguinte:

$$\sigma_r = \left(p + \frac{c}{\tan \phi} \right) \left(\frac{r}{R} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}} - \frac{c}{\tan \phi} \quad (2.14)$$

Igualando a equação (2.10) à equação (2.14) e resolvendo em relação à incógnita r , determina-se a expressão do raio plástico:

$$R_{pl} = R \left[\frac{2}{(K_p + 1)} \frac{(p_0 + c \cot \phi)}{(p_i + c \cot \phi)} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad (2.15)$$

Considerando as novas condições de fronteira:

$$\sigma_r = p_{cr} \quad , r = R_{pl} \quad (2.16)$$

obtem-se as equações (2.17) a (2.19) que representam as leis governativas do comportamento das zonas do maciço em regime elástico:

$$\begin{cases} \varepsilon_r = -\frac{1+\nu}{E} (p_0 - p_{cr}) \left(\frac{R_{pl}}{r} \right)^2 \\ \varepsilon_\theta = \frac{1+\nu}{E} (p_0 - p_{cr}) \left(\frac{R_{pl}}{r} \right)^2 \end{cases} \quad (2.17)$$

$$\begin{cases} \sigma_r = p_0 - (p_0 - p_{cr}) \left(\frac{R_{pl}}{r} \right)^2 \\ \sigma_\theta = p_0 + (p_0 - p_{cr}) \left(\frac{R_{pl}}{r} \right)^2 \end{cases} \quad (2.18)$$

$$u_r = -\frac{1+\nu}{E} (p_0 - p_{cr}) \frac{R_{pl}^2}{r} \quad (2.19)$$

Nas zonas em regime plástico, considerando para o potencial plástico a expressão do critério de rotura de Mohr-Coulomb, é possível obter a solução exacta para o deslocamento radial u_r das paredes do túnel (Figura 2.14) que toma a seguinte forma:

$$u_r = \frac{1+\nu}{E} R \left[C_1 + C_2 \left(\frac{R}{R_{pl}} \right)^{K_p-1} + C_3 \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^{K_\psi+1} \right] \quad (2.20)$$

sendo C_1 , C_2 e C_3 constantes obtidas pelas seguintes expressões:

$$C_1 = -[(1-2\nu)(p_0 + c \cot \phi)] \quad (2.21)$$

$$C_2 = \left[\frac{(1-\nu)(1+K_p K_\psi)}{(K_p + K_\psi)} - \nu \right] \frac{2(p_0 + c \cot \phi)}{(K_p + 1)} \quad (2.22)$$

$$C_3 = \frac{2(1-\nu)(K_p - 1)(p_0 + c \cot \phi)}{(K_p + K_\psi)} \quad (2.23)$$

sendo K_p o coeficiente de impulso passivo e K_ψ o coeficiente de impulso relativo ao ângulo de dilatação ψ :

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.24)$$

$$K_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (2.25)$$

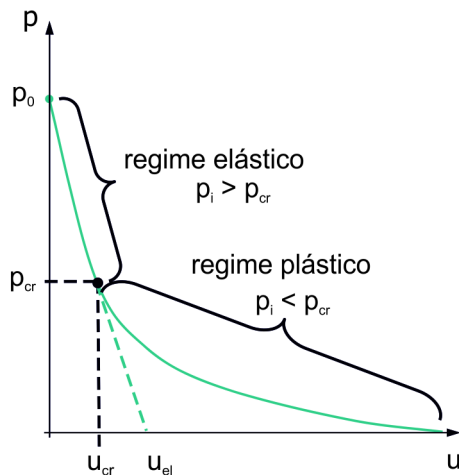


Figura 2.14 – Curva de convergência do maciço respeitando o critério de rotura de Mohr-Coulomb (adaptado de AFTES, 2001)

Por outro lado, considerando um meio cujo comportamento seja revisto pelo critério de Hoek-Brown (frágil-plástico), com valores de resistência de pico na cedência e valores de resistência residuais pós-cedência, a solução exacta para o deslocamento radial das paredes do túnel em regime plástico toma a seguinte forma:

$$u_r = \frac{1 + \nu}{E} \left[F_1 \frac{R_{pl}^{K_\psi + 1}}{R^{K_\psi}} + F_2 \left(\frac{R_{pl}^{K_\psi + 1}}{R^{K_\psi}} - R \right) - F_3 (p_i + c_r \cot \phi_r) \left(\frac{R_{pl}^{K_{p,r} + K_\psi}}{R^{K_\psi}} - R^{K_{p,r}} \right) \right] \quad (2.26)$$

Sendo F_1 , F_2 e F_3 constantes obtidas pelas seguintes expressões: (2.27)

$$F_1 = (\sigma_0 + c_p \cot \phi_p) \sin \phi_p$$

$$F_2 = (1 - 2\nu)(\sigma_0 + c_r \cot \phi_r) \quad (2.28)$$

$$F_3 = \left(\frac{1 + K_\psi K_{p,r} - \nu(K_\psi + 1)(K_{p,r} + 1)}{(K_{p,r} + K_\psi) R^{K_{p,r} - 1}} \right) \quad (2.29)$$

Curva de reacção do suporte

O método da convergência-confinamento permite considerar a instalação dum sistema de suporte através da sua curva de reacção. O suporte é instalado próximo da frente de escavação onde as paredes do túnel já apresentaram o desenvolvimento de convergências u_d . A partir desse ponto a ocorrência de deslocamentos das paredes do túnel vão provocar um carregamento sobre o suporte que, normalmente, evolui segundo uma relação lineal caracterizada pela rigidez do suporte K_s .

No caso mais simples dum meio elástico e linear caracterizado por E e ν , obtêm-se as seguintes funções para a curva de convergência do maciço e para a curva de reacção do suporte:

$$p + \frac{E}{1 + \nu} \frac{u_r}{R} - p_0 = 0 \quad (2.30)$$

$$p - K_s \frac{u_r - u_d}{R} = 0 \quad (2.31)$$

Da resolução do sistema de equações anterior obtêm-se as equações (2.32) e (2.33) que determinam a pressão aplicada no suporte e a convergência das paredes do túnel na situação de equilíbrio final (a grande distância da frente de escavação):

$$p_{eq} = \frac{K_s}{2G + K_s} (1 - \lambda_d) p_0 \quad (2.32)$$

$$u_{eq} = \frac{2G + \lambda_d K_s}{2G + K_s} \frac{p_0}{2G} R \quad (2.33)$$

sendo G o módulo de distorção.

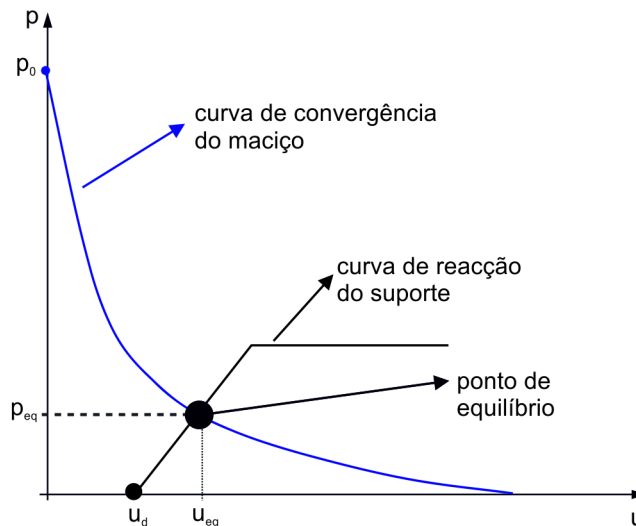


Figura 2.15 – Curva de reacção do suporte (adaptado de AFTES, 2001)

Determinação da convergência inicial u_d

Define-se como convergência inicial os deslocamentos ocorridos até ao início do processo de interacção entre o maciço e o suporte. Desta forma, u_d representa a soma da convergência das paredes do túnel até ao momento de instalação do suporte e do espaço existente entre o maciço e o suporte, que, dependendo do seu tipo pode ser negligenciável (suporte de betão projectado) ou ter vários centímetros (suporte de cambotas metálicas ou elementos de betão pré-fabricados).

Associado ao deslocamento u_d está o coeficiente de desconfinamento λ_d , sendo que elevados deslocamentos iniciais fazem corresponder um valor de λ_d próximo da unidade. O parâmetro λ_d depende essencialmente com comprimento não revestido P e da lei constitutiva do maciço, podendo também ser influenciado pela rigidez do suporte. Seleccionar um valor correcto para este parâmetro é o ponto crítico do método da convergência-confinamento (AFTES, 2001).

3. COMPORTAMENTO DEPENDENTE DO TEMPO EM SOLOS

3.1 Introdução

O efeito do tempo nos processos de carregamento é uma característica de destaque em materiais geomecânicos. Geralmente associados a solos argilosos, trabalhos recentes evidenciam também, magnitudes importantes de deformações no tempo em solos arenosos (Liingaard *et al.*, 2004). Em termos de comportamento dependente do tempo em solos distinguem-se dois tipos: o primeiro devido à interação de água livre no esqueleto sólido, designado por fenómeno de consolidação de solos de baixa permeabilidade, e o segundo devido às características eminentemente viscosas do solo. Os fenómenos envolvidos no comportamento viscoso de solos são conhecidos como fluência, relaxação, sensibilidade à taxa de deformação e compressão secundária (Adachi *et al.*, 1996). Este capítulo pretende focar-se na descrição e explanação dos fenómenos que integram o comportamento viscoso de solos de forma mais exaustiva, recorrendo à análise de resultados de ensaios de laboratório especialmente baseada nos conceitos de cedência e de estados críticos. O fenómeno de consolidação de solos de baixa permeabilidade não será objecto de estudo neste trabalho.

As solicitações envolvidas no processo de construção de um túnel podem induzir efeitos diferidos no tempo com reflexos ao nível da segurança estrutural da obra, podendo manifestar-se na estabilidade da frente de escavação, nos esforços aplicados sobre os sistemas de suporte e nas deformações do maciço envolvente, com possíveis reflexos nefastos sobre a superfície do terreno e sobre estruturas vizinhas.

No caso dos túneis estes mecanismos distinguem-se, essencialmente, posteriormente à passagem da frente de escavação, ou seja, em estado plano de deformação.

3.2 Manifestações dos efeitos diferidos no tempo

Para identificar a resposta dependente do tempo em solos, existem três tipos de ensaios que são recorrentes: ensaios de fluência, ensaios de relaxação de tensões e ensaios a taxa de deformação constante (*constant rate of strain*, CRS).

Fluência

Um ensaio de fluência (trajectória A-B) encontra-se ilustrado na Figura 3.1. Inicialmente uma amostra de solo é submetida a um estado de tensão-deformação representado pelo ponto A e, a partir desse momento, é iniciado um processo de fluência mantendo o estado de tensão constante ao longo do tempo. À medida que o tempo avança, o estado de deformação evolui gradualmente para o ponto B, exibindo o material comportamento de fluência.

Os resultados de um ensaio de fluência efectuado num aparelho triaxial podem ser representados num diagrama deformação em função do tempo, como ilustrado na Figura 3.2. O processo pode ser dividido em três fases: 1) fluência primária ou transitória; 2) fluência secundária ou estacionária; e 3)

fluência terciária ou aceleração de fluência. As três fases de fluência caracterizam-se respectivamente por apresentarem taxas de deformação decrescente, constante e crescente. Importa referir que a fluência terciária conduz eventualmente à rotura do solo, denominada rotura por fluência. As fases supra referidas só são válidas para ensaios de fluência executados em aparelhos triaxiais.

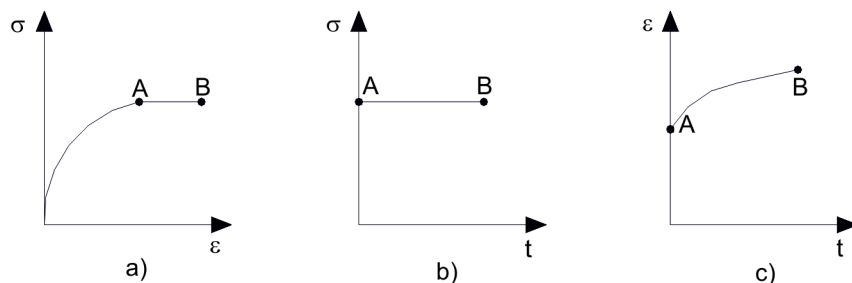


Figura 3.1 – Ensaio de fluência. a) Trajectória de tensão-deformação; b) história de tensões; c) história de deformações (adaptado de Augustesen *et al.*, 2004)

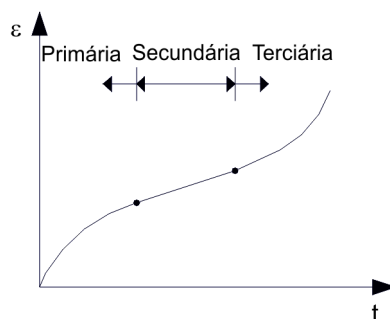


Figura 3.2 – História de deformações num ensaio triaxial de fluência. Definição de fluência primária, secundária e terciária (adaptado de Augustesen *et al.*, 2004)

Em ensaios edométricos, define-se compressão primária, secundária e terciária pelas diferentes relações entre a deformação e o logaritmo do tempo que cada fase apresenta, como ilustrado na Figura 3.3. Assim, a fase de compressão primária corresponde à situação em que ocorrem deformações devido ao processo de dissipação dos excessos de pressões neutras. A compressão secundária é a fase em que ocorrem deformações do esqueleto sólido, ou seja, corresponde a um processo de fluência pura e apresenta uma relação linear entre a deformação e o logaritmo do tempo. Por sua vez, a fase de compressão terciária é determinada por uma relação não linear entre a deformação e o logaritmo do tempo.

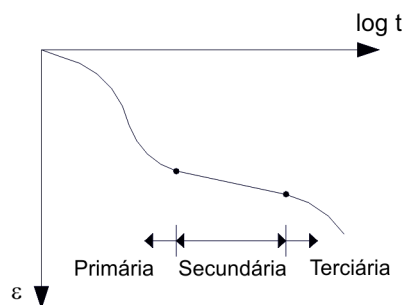


Figura 3.3 – Definição de compressão primária, secundária e terciária (adaptado de Augustesen *et al.*, 2004)

Por comparação directa das Figuras 3.2 e 3.3 verifica-se a existência de diferenças substanciais entre fluência e compressão nas suas fases primária, secundária e terciária. Observando a figura anterior não se pode concluir nada sobre a evolução da taxa de deformação em função do tempo, uma vez que a trajectória da deformação apresenta-se como função do logaritmo do tempo. De forma simples, recorrendo a regras elementares de diferenciação, den Haan (1994) obteve a seguinte relação entre a segunda derivada da deformação em ordem ao tempo e as derivadas da deformação em ordem ao logaritmo do tempo:

$$\frac{d^2\varepsilon}{dt^2} = \frac{1}{t^2} \left(\frac{d^2\varepsilon}{d(\ln t)^2} - \frac{d\varepsilon}{d(\ln t)} \right) \quad (3.1)$$

Analisando a expressão anterior permite observar que para se obter uma taxa de deformação crescente, constante ou decrescente será necessário que a segunda derivada da deformação em ordem ao logaritmo do tempo tenha de ser maior, igual ou menor que a primeira derivada. Assim, poder-se-á concluir que tanto na fase secundária como na fase terciária de compressão a taxa de deformação decresce, correspondendo a um processo de fluência primária. Importa ainda referir que em ensaios de compressão edométrica não é possível observar-se os efeitos de fluência secundária ou terciária (Liingaard *et al.*, 2004).

De acordo com as duas condições em que o ensaio de fluência pode ser executado num aparelho triaxial, surgem as correspondentes definições de fluência drenada e não drenada. No caso de um ensaio de fluência drenada, pretende-se que as tensões efectivas sejam constantes, ou seja, tanto a tensão média efectiva p' como a tensão deviatórica q são constantes, correspondendo a sua representação no espaço de tensões $p'-q$ a um único ponto. Por sua vez, num ensaio de fluência não drenada ocorre um acréscimo de pressões intersticiais e consequente diminuição da tensão média efectiva p' , enquanto a tensão deviatórica q é constante. Pela definição de fluência (incremento de deformações com o tempo quando sujeito a um estado de tensão efectiva constante), pode concluir-se que a fluência não drenada não corresponde a um processo de fluência pura, contrariamente à fluência drenada.

Relaxação de tensões

Um ensaio de relaxação de tensões com a trajectória tensão-deformação a evoluir do ponto A para o ponto B encontra-se ilustrado na Figura 3.4. Considere-se um provete de solo solicitado ao corte até ao estado de tensão-deformação correspondente ao ponto A, a partir do qual é iniciado um processo de relaxação caracterizado por manter as deformações constantes ao longo do tempo. Ao longo do tempo a relação tensão deformação evolui no sentido do ponto B, que se traduz num decréscimo progressivo das tensões.

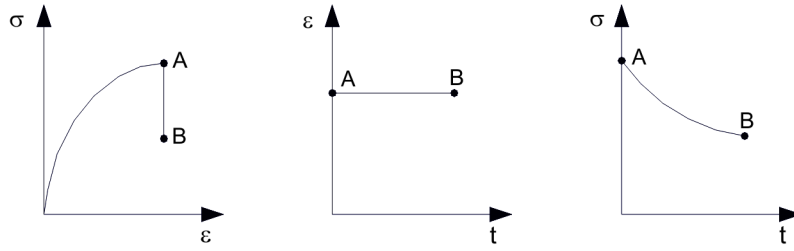


Figura 3.4 – Ensaio de relaxação. Trajectória tensão-deformação, história de tensões e história de deformações (Augustesen *et al.*, 2004)

Taxa de deformação constante

Um ensaio CRS (*Constant Rate of Strain*) é caracterizado por se submeter um provete de solo a uma taxa de deformação constante de forma a obter-se a resposta em termos de tensão-deformação. Na Figura 3.5 estão ilustrados três ensaios CRS com taxas de deformação constantes mas sucessivamente maiores, e pode observar-se que com o aumento da taxa de deformação o solo responde de forma cada vez mais rígida.

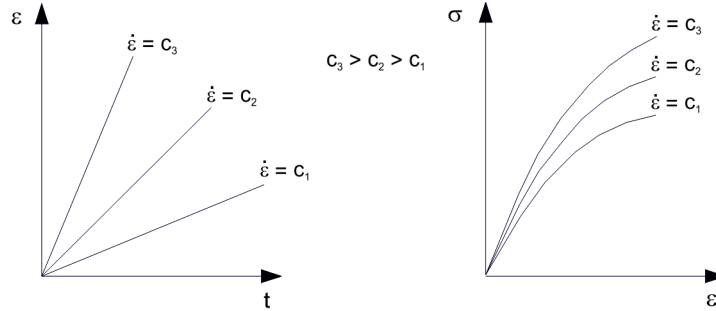


Figura 3.5 – Ensaio a taxa de deformação constante. História de deformações e relações tensão-deformação (Augustesen *et al.*, 2004)

3.3 Observações de ensaios de compressão unidimensional

O fenómeno de fluência drenada em solos argilosos foi extensivamente estudado através de ensaios edométricos, onde é denominado por compressão secundária. Como referido anteriormente, a fase de compressão secundária é caracterizada por uma relação linear entre a deformação vertical, ε_v , ou índice de vazios, e , e o logaritmo do tempo t . Esta relação pode ser definida de diversas formas, sendo mais comum apresentar-se por intermédio dos coeficientes:

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} ; C_{\alpha \varepsilon} = \frac{\Delta e}{(1 + e_i) \Delta \log t} = \frac{\varepsilon_v}{\Delta \log t} = \frac{C_{\alpha e}}{1 + e_i} \quad (3.2)$$

respectivamente os coeficientes de compressão secundária em relação ao índice de vazios e em relação à deformação vertical, respectivamente. Reescrevendo a equação anterior em termos de ε_v , obtém-se a seguinte relação logarítmica usada para descrever a compressão secundária:

$$\varepsilon_v = C_{ae} \log \left(1 + \frac{t}{t_i} \right) \quad (3.3)$$

onde t_i é um tempo de referência.

Apesar de ser geralmente aceite que a fase de compressão secundária ou fluência apresenta uma relação deformação-tempo linear num diagrama $\varepsilon_v - \log t$, a sua validade não é total. Leroueil *et al.* (1985), com base em ensaios de fluência longos (140 dias), observaram um comportamento deformação-tempo não linear. Analisando a Figura 3.6 distinguem-se três tipos de comportamento, conforme o grau de consolidação das amostras ensaiadas. O comportamento tipo I ocorre em amostras sobreconsolidadas, sendo caracterizado por um aumento contínuo da taxa de deformação com o logaritmo do tempo após o fim da consolidação primária (EOP). Por sua vez, as amostras no domínio normalmente consolidado apresentam um decréscimo contínuo da taxa de deformação com o logaritmo do tempo, característica do comportamento tipo III. No caso de ensaios cuja tensão aplicada se situa na vizinhança da tensão de pré-consolidação, exibe-se o comportamento tipo II. Inicialmente, o solo reage como sobreconsolidado, passando momentaneamente a exibir uma relação linear entre a deformação e o logaritmo do tempo, para finalmente comportar-se como uma amostra normalmente consolidada. Este comportamento não é evidente na Figura 3.6, sendo necessário recorrer a um diagrama $\log \dot{\varepsilon}_z - \log t$ para se poder observar tal variação, como ilustra a Figura 3.7.

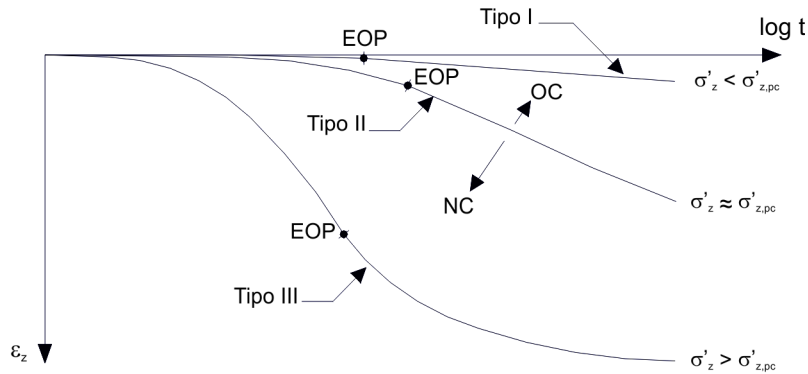


Figura 3.6 – Tipos de curvas deformação-tempo (adaptado de Leroueil *et al.* 1985)

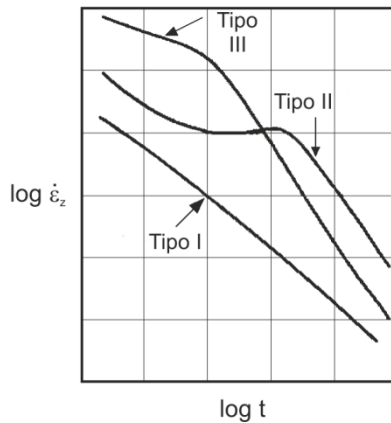


Figura 3.7 – Tipos de comportamento observados em diagrama $\log \dot{\varepsilon}_z - \log t$ (adaptado de Leroueil *et al.* 1985)

A execução de ensaios edométricos controlados por deformação e efectuados a diferentes taxas de deformação (CRS) permitem observar a influência que a taxa de deformação tem sobre a pressão de pré-consolidação exibida e sobre o comportamento tensão-deformação. Verifica-se na generalidade que quanto mais elevada é a taxa de deformação aplicada, mais elevada será a tensão efectiva mobilizada correspondente. Marques (1996) obteve esse mesmo comportamento ao ensaiar uma argila natural a várias taxas de deformação, como ilustrado pela Figura 3.8.

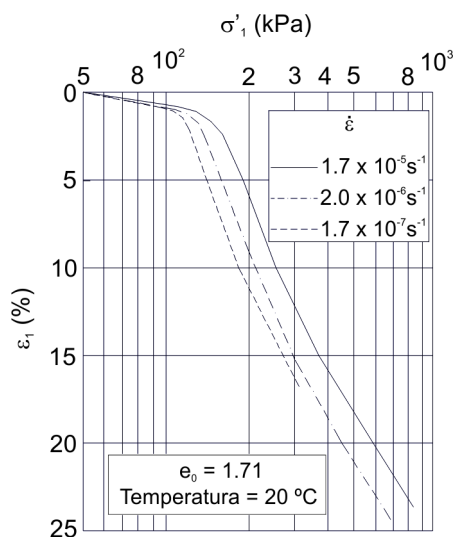


Figura 3.8 – Efeitos da taxa de deformação na compressão unidimensional da argila de St-Polcarpe (adaptado de Marques, 1996)

Através da análise dos resultados de vários ensaios edométricos sobre diferentes argilas naturais, Leroueil *et al.* (1985) observaram que o comportamento das mesmas se rege de acordo com uma única relação entre a tensão efectiva vertical, a deformação e a taxa de deformação ($\sigma'_v - \varepsilon_v - \dot{\varepsilon}_v$), denominado *isotach behavior*. Analisando a Figura 3.9 verifica-se que o solo permanece na mesma curva tensão-deformação até nova alteração na taxa de deformação.

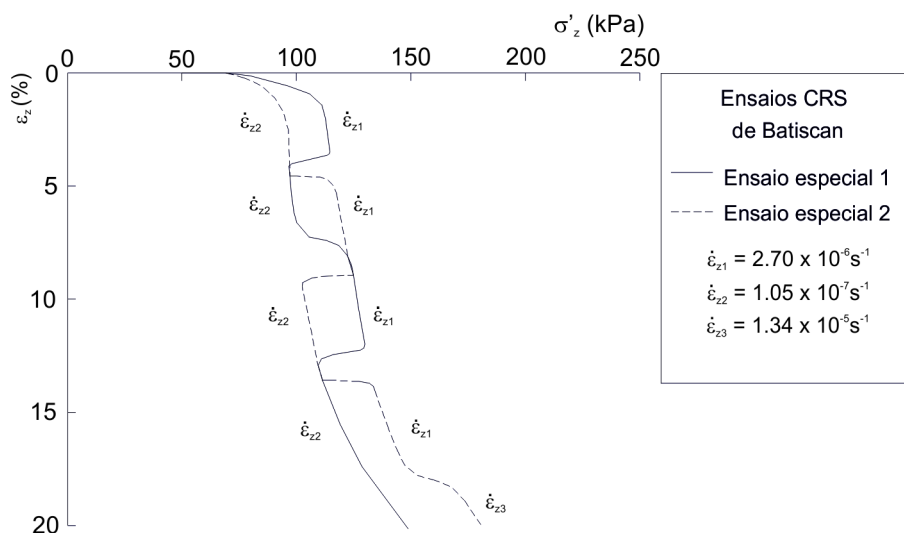


Figura 3.9 – Ensaios edométricos especiais em argila de Batisca (adaptado de Leroueil *et al.*, 1985)

3.4 Observações de ensaios triaxiais

3.4.1 Efeitos viscosos na curva de estado limite

Sällfors (1975) e Tavenas e Leroueil (1977) mostraram que o efeito do tempo e da taxa de deformação na tensão de pré-consolidação do solo podem ser generalizados a toda a superfície de estado limite do solo. Lo e Morin (1972), mostraram um efeito da taxa de deformação na envolvente de rotura do solo sobreconsolidado, ou seja, na parte superior da curva de estado limite, em ensaios triaxiais nas argilas de St-Vallier.

O efeito da taxa de deformação na envolvente de resistência de pico da argila sobreconsolidada de Mascouche (argila rija plástica) foi estudado por Marchand (1982) com base em ensaios triaxiais e edométricos. Na Figura 3.10 são mostradas as resistências de pico para diferentes taxas de deformação obtidas em ensaios não drenados consolidados isotropicamente (CIU) e anisotropicamente (CAU) e em ensaios drenados consolidados isotropicamente (CID). Os ensaios unidimensionais a taxa de deformação constante são também mostrados na mesma figura. Verifica-se um efeito da taxa de deformação na tensão de pré-consolidação, similar àquele da envolvente de rotura. Assim, o efeito da taxa de deformação pode ser observado em toda a curva de estado limite.

Sheahan *et al.* (1996) chegaram a conclusões diferentes das referidas anteriormente. Apresentaram resultados de ensaios triaxiais não drenados consolidados anisotropicamente nas argilas azuis de Boston (baixa plasticidade), para diferentes graus de sobreconsolidação e diferentes taxas de deformação. Os resultados obtidos nas duas séries de ensaios de compressão são muito similares e mostram-se na Figura 3.11. Verificaram que o efeito da taxa de deformação é claro para solos normalmente consolidados e ligeiramente sobreconsolidados, mas é menos evidente para valores superiores de OCR. Verificaram também que todas as resistências de pico foram alcançadas na mesma envolvente de resistência. Esta envolvente de resistência, caracterizada por um ângulo de atrito de 32° e uma coesão nula, foi também obtida para grandes deformações no material normalmente consolidado, isto pode indicar que o comportamento da argila azul de Boston na rotura é essencialmente friccional e assim, não significativamente afectado pela taxa de deformação. Em termos de resistência não drenada, a alteração por ciclo logarítmico, tipicamente de 8% para ambos os materiais quando normalmente consolidados, diminui com o aumento de OCR até se tornarem quase insignificantes para valores de OCR superiores e taxas de deformação reduzidas (Leroueil e Marques, 1996).

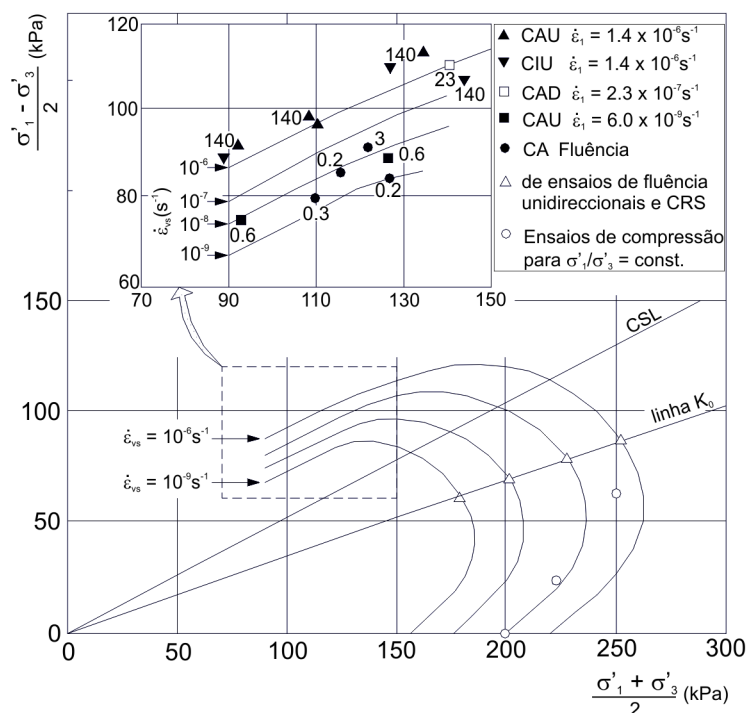


Figura 3.10 – Influência da taxa de deformação na superfície de estado limite da argila de Mascouche (Marchand, 1982 adaptado de Leroueil e Marques, 1996)

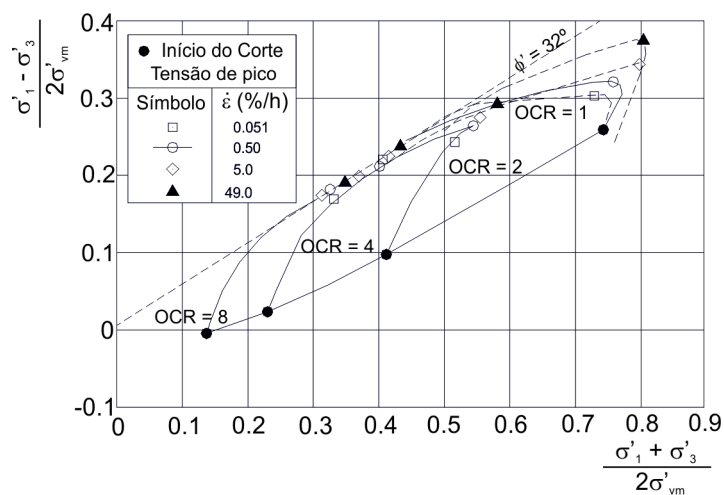


Figura 3.11 – Trajetórias de tensão efectiva normalizadas obtidas em argilas azuis de Boston em ensaios de compressão não drenados para diferentes OCR e taxas de deformação (Sheahan *et al.*, 1996)

A Figura 3.12 representa curvas tensão-deformação obtidas em ensaios triaxiais hipotéticos a várias taxas de deformação. Para uma taxa de deformação aproximadamente nula a resistência de pico é denotada de q_0 . A correspondente superfície de estado limite é denotada de superfície de cedência estática. A sua existência foi debatida na literatura porque muitos modelos constitutivos baseados na teoria de *overstress* se baseiam na hipótese da existência desta superfície (Perzyna, 1963).

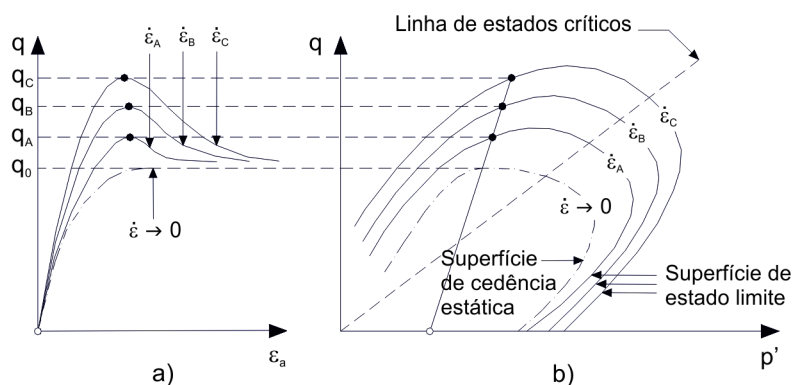


Figura 3.12 – Representação esquemática do efeito da taxa de deformação na superfície de estado limite: a) curvas tensão-deformação para diferentes taxas de deformação; b) superfícies de estado limite correspondentes (Augustesen *et al.*, 2004)

Também Sheahan (1995) indicou a existência de um limite inferior de estados de tensão que pode ser alcançado no decurso de ensaios de fluência, designando-o por superfície de cedência estática ou superfície de cedência não viscosa. Este assunto será retomado na secção referente aos modelos constitutivos.

3.4.2 Efeitos viscosos nos domínios normalmente consolidado e sobreconsolidado

A influência da taxa de deformação no comportamento de argilas normalmente consolidadas quando sujeitas a ensaios de corte foi amplamente estudada por diversos investigadores que observaram um acréscimo nas pressões intersticiais geradas antes da rotura, assim como uma diminuição da resistência ao corte de pico, com a diminuição da taxa de deformação. O ângulo de atrito associado à resistência ao corte de pico ou mantém-se constante ou apresenta um ligeiro decréscimo, enquanto o ângulo de atrito de estado crítico parece ser independente da taxa de deformação (Leroueil e Marques, 1996).

Sheahan *et al.* (1996) verificaram que a fluência não drenada sob determinado nível de tensão de desvio ou sob condições isotrópicas é acompanhada por uma variação da pressão nos poros e consequentemente da tensão efectiva. Arulanandan *et al.* (1971) levaram a cabo ensaios de fluência não drenados a diferentes níveis de tensão nas argilas de São Francisco (*Bay Mud*), cujo estado de tensão efectiva para diferentes instantes se encontra representado na Figura 3.13. Pode-se verificar que a curva de estado limite mantém essencialmente a mesma forma, mas move-se progressivamente ao longo do tempo para menores valores de tensão média. Verifica-se que ocorreu um processo semelhante ao verificado num ensaio de relaxação em condições unidimensionais. Assim, a componente plástica da deformação volumétrica tem tendência a aumentar com o tempo devido à fluência, como consequência da deformação volumétrica total nula, a componente elástica e a tensão efectiva média tendem a diminuir, provocando um efeito de relaxação.

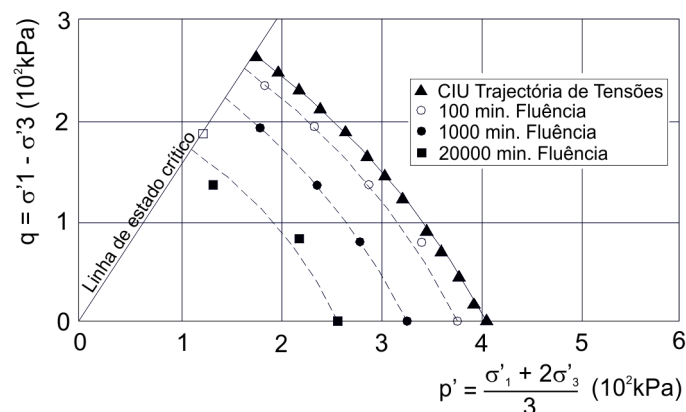


Figura 3.13 – Alterações das tensões efectivas com o tempo no decurso de ensaios triaxiais não-drenados de fluência (Arulanandan *et al.*, 1971 adaptado de Leroueil e Marques, 1996)

Ensaio de fluência obtidos por Tavenas *et al.* (1978) na argila sobreconsolidada de St-Alban são mostrados na Figura 3.14 para diferentes trajetórias de tensão efectiva no interior da curva de estado limite. Os resultados mostram o decréscimo linear do logaritmo da taxa de deformação com o logaritmo do tempo. Para trajetórias de tensão acima da envolvente de resistência (zona super-crítica), a relação linear deixa de ser válida após algum tempo. A taxa de deformação alcança um valor mínimo e então aumenta para alcançar a rotura (ver ensaios D, F e G).

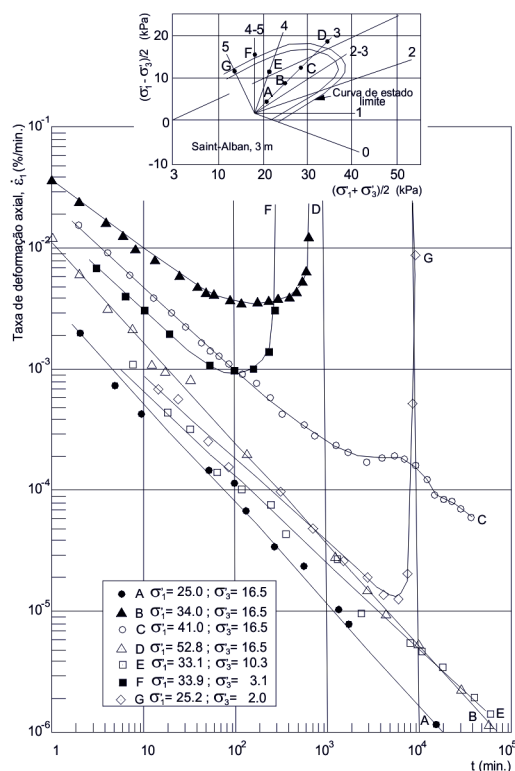


Figura 3.14 – Relação taxa de deformação axial-tempo para ensaios de fluência na argila de Saint-Alban (Tavenas *et al.*, 1978 adaptado de Leroueil e Marques, 1996)

A análise destes ensaios permitiu distinguir a resposta do solo em termos de variação de deformação volumétrica, em ensaios drenados, ou de pressão intersticial, em ensaios não drenados, em função do grau de sobreconsolidação OCR. Solos com valores de OCR relativamente baixos têm tendência a comprimir ou a gerar excessos de pressões neutras positivos com o tempo, enquanto amostras de argila tendo um elevado OCR mostram a tendência oposta.

3.5 Considerações gerais sobre os efeitos viscosos em argilas

Leroueil e Marques (1996) concluíram que os fenómenos de natureza viscosa ocorrem principalmente na componente plástica da deformação, o que permite explicar a alteração das tensões efectivas observadas em ensaios triaxiais não drenados de fluência. Os efeitos da taxa de deformação na linha de estado crítico e na resistência ao corte de pico são muito pouco expressivos ou mesmo nulos. Os efeitos viscosos na superfície de cedência, na resistência ao corte não drenada e na tensão de pré-consolidação de argilas são importantes, na ordem de 10% por ciclo logarítmico da taxa de deformação.

Por sua vez, com base numa revisão de ensaios Augustesen *et al.* (2004) indicaram que o comportamento *isotach* é adequado para descrever os efeitos viscosos em argilas na maioria das situações. Exceptuando o domínio das muito pequenas deformações, os fenómenos de fluência, relaxação de tensões e efeitos da taxa de deformação parecem ser governados por uma única relação tensão-deformação-taxa de deformação.

4. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DIFERIDO NO TEMPO EM SOLOS

4.1 Introdução

A modelação do comportamento dependente do tempo em solos tem sido conseguida através de várias propostas de leis constitutivas e que se podem dividir nos seguintes tipos: 1) modelos empíricos; 2) modelos reológicos; 3) modelos generalizados tensão-deformação-tempo. Os modelos elasto-viscoplásticos incluem-se na categoria dos modelos generalizados tensão-deformação-tempo que por sua vez também se podem subdividir em: 1) modelos baseados no conceito de *overstress*; 2) modelos baseados no conceito de superfícies de fluxo não estacionárias (*non stationary flow surface*, NSFS); 3) outros.

Os modelos empíricos reproduzem os efeitos dependentes do tempo em solos através de relações constitutivas baseadas em resultados de ensaios de fluência, de relaxação e de taxa de deformação constante. Um dos modelos mais conhecidos foi proposto por Singh e Mitchell (1968).

Os modelos reológicos são geralmente utilizados como forma de interpretar conceptualmente os efeitos diferidos no tempo em solos. As soluções destes modelos são igualmente do tipo solução fechada ou do tipo diferencial e descrevem o comportamento em condições uniaxiais.

Os modelos constitutivos generalizados tensão-deformação-tempo são em princípio modelos tridimensionais, cuja formulação é, geralmente, de forma incremental podendo ser implementada numericamente por elementos finitos ou diferenças finitas. Os modelos deste tipo não estão limitados pelas condições de fronteira sobre as quais foram calibrados no domínio espaço-tempo, permitindo simular todas as trajectórias de tensão possíveis.

A grande maioria dos modelos elasto-viscoplásticos baseia-se ou nos modelos *overstress* ou nos modelos de superfície de fluxo não estacionária, sendo apresentada seguidamente uma descrição destes modelos.

Importa referir que tanto os modelos empíricos como os reológicos e os modelos generalizados tensão-deformação-tempo respeitam o princípio da correspondência. Cada modelo apresenta uma única relação constitutiva que, por via da alteração das condições de fronteira, permite reproduzir os diferentes fenómenos dependentes do tempo (Linggaard *et al.*, 2004).

O modelo constitutivo que se utilizará nas análises numéricas consiste numa extensão do modelo *Cam-clay modificado* para a viscoplasticidade. De acordo com este modelo o terreno apresenta um comportamento elástico e independente do tempo para estados de tensão situados no interior da superfície de cedência, enquanto no caso de estados de tensão que ultrapassem a mesma, revela-se o comportamento viscoplástico em que as deformações são de carácter irreversível. Propõe-se também o recurso a uma correcção da superfície de cedência para a zona super-crítica de forma a colmatar a sobrestimação da resistência do solo para estados de tensão situados nessa zona.

4.2 Modelos empíricos

As relações constitutivas de natureza empírica obtêm-se principalmente através da compilação de resultados de ensaios laboratoriais e posterior elaboração de soluções fechadas ou equações diferenciais. Como consequência, a sua aplicabilidade é limitada a determinadas condições de fronteira e carregamento para além de, por vezes, apresentarem inconsistências teóricas. A utilidade das relações constitutivas empíricas prende-se com a capacidade de reflectirem o comportamento real dos solos e também com o facto de poderem ser utilizadas como base para o desenvolvimento de modelos constitutivos mais sofisticados (Liingaard *et al.*, 2004).

O modelo de Singh-Mitchell

Recorrendo à análise de ensaios triaxiais de fluência drenados e não drenados em várias argilas, Singh e Mitchell (1968) propuseram uma equação fenomenológica de três parâmetros que permite descrever a relação taxa de deformação-tempo para solos argilosos submetidos a uma tensão de desvio q constante. O modelo descreve o comportamento de fluência dentro do intervalo de tensão de desvio entre 10 e 90% da resistência de pico e, neste domínio, observaram uma relação bi-logarítmica entre a taxa de deformação axial e o tempo, que toma a seguinte forma:

$$\dot{\varepsilon} = A e^{\bar{\alpha}\bar{q}} \left(\frac{t_i}{t} \right)^m \quad (4.1)$$

sendo $\bar{\alpha} = \alpha q_{max}$ e $\bar{q} = q/q_{max}$. O parâmetro A traduz as propriedades do solo como a sua composição, estrutura e história de tensão, α reflecte o efeito da intensidade de tensão na taxa de deformação por fluência, t_i é o tempo de referência e \bar{q} é o nível de tensão de desvio expresso como a razão entre a tensão de desvio à qual se encontra submetido q e a tensão de pico q_{max} .

Integrando a função de taxa de fluência da equação anterior obtém-se uma equação que relaciona o tempo e a deformação axial e que tem duas soluções, uma para $m=1$ e outra para $m \neq 1$. No primeiro caso, a deformação axial apresenta uma variação linear com o logaritmo do tempo. Por sua vez, quando m toma valores diferentes de 1, a deformação axial evolui de duas formas distintas, sendo que, para $m > 1$ a deformação tende a estabilizar com o tempo ao contrario do que acontece para $m < 1$. Este tipo de comportamento encontra-se ilustrado na Figura 4.1.

De acordo com o valor do parâmetro m , o modelo de Singh-Mitchell está formulado para descrever um comportamento de fluência estacionária ou não estacionária, ou seja, as deformações tendem para um valor assintótico ou tendem para infinito respectivamente. Segundo Augustesen *et al.* (2004) para solos os valores de m situam-se na gama de 0,7 a 1,3. O modelo apresenta as seguintes limitações: 1) descreve o comportamento de fluência somente em condições unidimensionais e além disso é válido apenas para o primeiro carregamento; 2) o valor de m é assumido como constante para um dado solo, verificando-se que outras curvas de fluência para níveis de tensão diferentes resultariam em diferentes valores de m para o mesmo solo.

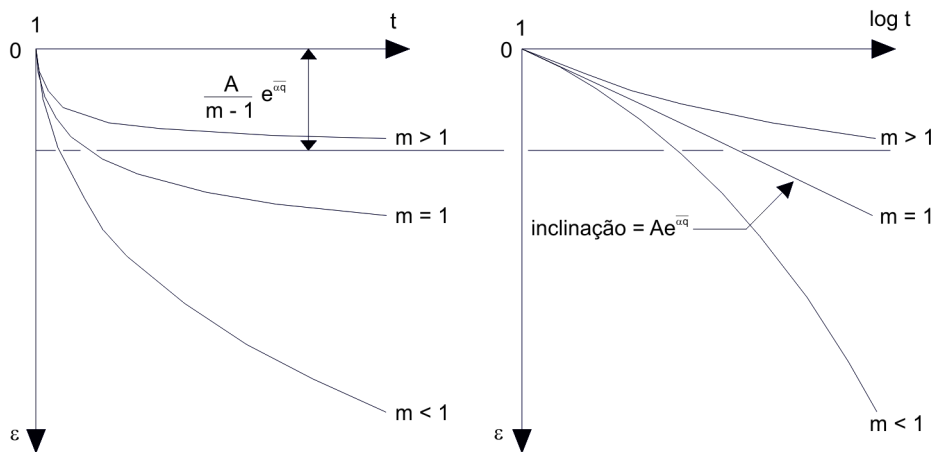


Figura 4.1 – Curvas de fluência previstas pelas funções tensão-deformação-tempo para $m < 1$, $m = 1$ e $m > 1$: a) deformação em função do tempo; b) deformação em função do logaritmo do tempo

4.3 Modelos reológicos

Os modelos reológicos foram desenvolvidos primeiramente para descrever o comportamento dependente do tempo em metais, aço e fluidos, mas são também aplicados a geomateriais. A representação diferencial de um material traduz-se na combinação de três tipos de elementos básicos: 1) as molas elásticas (elementos de *Hooke*); 2) os amortecedores viscosos (elementos de *Newton*) e 3) os elementos plásticos (elementos de *St. Venant*) (Figura 4.2). A combinação apropriada destes elementos permite descrever várias características comportamentais de maciços, desde as deformações imediatas elásticas até a deformações associadas a fenómenos de fluência e de relaxação.

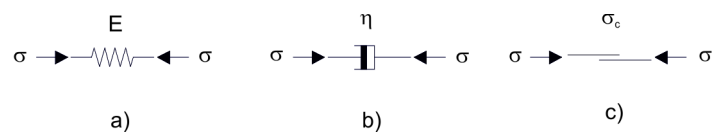


Figura 4.2 – Representação dos elementos reológicos elementares: a) elemento de *Hooke*; b) elemento de *Newton* e c) elemento de *St. Venant*

Elemento de Hooke

Este elemento apresenta a seguinte relação tensão-deformação:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (4.2)$$

sendo σ a tensão elástica, E a constante de proporcionalidade e ε a deformação elástica. Este elemento, quando não combinado com outro elemento em paralelo, traduz a resposta elástica imediata do terreno.

Elemento de Newton

Este elemento tem a seguinte lei:

$$\sigma = \eta \dot{\varepsilon} \quad (4.3)$$

sendo σ a tensão viscosa, η uma constante de proporcionalidade e $\dot{\varepsilon}$ a taxa de deformação viscosa. Esta lei envolve a dimensão tempo, permitindo obter a taxa de deformação para um determinado nível de tensão, sendo que a deformação aumenta linearmente com o tempo e tende para infinito.

Elemento de St. Venant

Este elemento é representado por duas placas sobrepostas, deslizando entre si e mobilizando uma resistência friccional σ_c . Trata-se de um elemento que traduz um comportamento plástico perfeito a partir de um nível de tensão designado de tensão de cedência, acima da qual a placa é activada e as deformações plásticas ocorrem. À diferença de tensões $\sigma - \sigma_c$ é normalmente designada por *overstress*. O elemento de *St. Venant* tem a seguinte lei de cedência:

$$\langle \sigma - \sigma_c \rangle = \begin{cases} \sigma - \sigma_c, & \sigma > \sigma_c \\ 0, & \sigma < \sigma_c \end{cases} \quad (4.4)$$

Na modelação do comportamento de geomateriais surgem três modelos mais conhecidos: 1) modelo de *Maxwell*; 2) modelo de *Kelvin-Voigt* e 3) modelo de *Bingham*.

O modelo de *Maxwell*, representado na Figura 4.3, é um modelo viscoelástico que consiste na combinação de um elemento *Hooke* e de um elemento de *Newton* colocados em série, enquanto no modelo de *Kelvin-Voigt* os elementos encontram-se colocados em paralelo. Uma variação do modelo de *Kelvin-Voigt* consiste em colocar um elemento de *Hooke* em série com a combinação em paralelo mola-amortecedor, sendo denominado de modelo de *Poynting-Thomson* (Figura 4.4).



Figura 4.3 – Representação esquemática do modelo de *Maxwell*

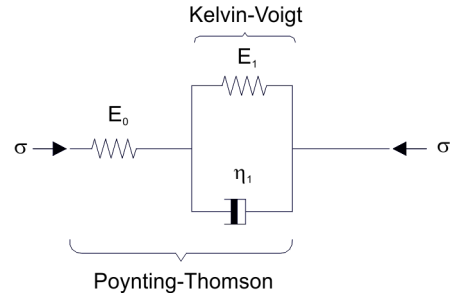


Figura 4.4 – Representação esquemática do modelo de *Poynting-Thomson*

O modelo de *Bingham* consiste num elemento de *Hooke* ligado em série com um elemento de *Newton* e de um elemento de *St. Venant* ligados em paralelo (Figura 4.5), o que permite obter uma resposta elástica para uma gama de tensões inferior à tensão de cedência e, para tensões superiores, passa a exibir fluxo viscoplástico. O conceito base deste modelo é semelhante ao modelo *overstress* que irá ser descrito na secção seguinte.

As deformações no modelo de *Bingham* obtêm-se pelas seguintes equações constitutivas:

$$\dot{\varepsilon} = \begin{cases} \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^{vp} = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{(\sigma - \sigma_c)}{\eta}, & \sigma > \sigma_c \\ \dot{\varepsilon}^e = \frac{\dot{\sigma}}{E}, & \sigma \leq \sigma_c \end{cases} \quad (4.5)$$

sendo $\dot{\varepsilon}$ a taxa de deformação total e $\dot{\varepsilon}^e$ e $\dot{\varepsilon}^{vp}$ as taxas de deformação elástica e viscoplástica, respectivamente.

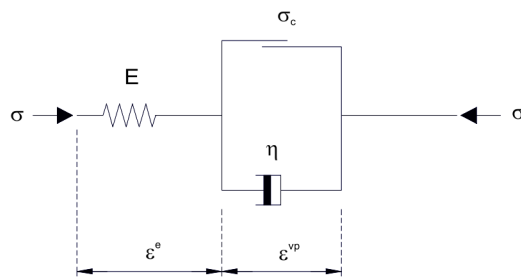


Figura 4.5 – Modelo viscoplástico de *Bingham*

4.4 Modelos generalizados tensão-deformação-tempo

4.4.1 Teoria *overstress* de Perzyna

A teoria *overstress* de Perzyna (1963) foi proposta com base no trabalho desenvolvido por Hohenemser e Prager (1932) e por Malvern (1951), sendo uma extensão tridimensional do modelo constitutivo unidimensional apresentado por Malvern.

O pressuposto de base sobre o qual assenta a teoria *overstress* de Perzyna é a consideração de que os efeitos de natureza viscosa são negligenciáveis em regime elástico, ou seja, as deformações viscosas ou irreversíveis não ocorrem para um estado de tensão situado dentro da superfície de cedência estática f_s . Desta forma, o tensor taxa de deformação total é decomposto aditivamente nas suas componentes elástica e viscoplástica de acordo com a expressão seguinte:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (4.6)$$

Na teoria de elasto-viscoplasticidade, a componente elástica do tensor taxa de deformação obedece à lei de *Hooke*, enquanto a componente viscoplástica, que representa a combinação dos efeitos viscoso e plástico, obedece à seguinte lei de fluxo não associada:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{1}{\eta} \langle \Phi(f) \rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (4.7)$$

sendo η o coeficiente de viscosidade, Φ representa o núcleo viscoso, F é a função de *overstress*, g é a função de potencial plástico e σ'_{ij} a componente genérica do tensor da tensão efectiva. O símbolo $\langle \rangle$ representa os parêntesis de *MacCauley*. A função de *overstress*, por sua vez, pode ser definida como:

$$F(\sigma'_{ij}, W^{vp}) = \frac{f_d(\sigma'_{ij}, W^{vp})}{\kappa_s(W^{vp})} - 1 \quad (4.8)$$

onde

$$\kappa_s = \kappa_s \left(\int_0^t \sigma'_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} dt \right) \quad (4.9)$$

Na equação anterior κ_s é um parâmetro de endurecimento e a função f_d denominada de superfície de cedência dinâmica sobre a qual o estado de tensão σ'_{ij} está localizado, como ilustrado na Figura 4.6, depende do estado de tensão e do trabalho viscoplástico W^{vp} .

A teoria *overstress* distingue-se da teoria clássica da elastoplasticidade por não considerar nos seus pressupostos a regra da consistência, implicando que as deformações viscoplásticas não estão relacionadas com a história de tensão, mas somente com o estado de tensão corrente. Importa ainda referir que a não consideração da regra da consistência permite a ocorrência de estados de tensão situados dentro, sobre e fora da superfície de cedência estática. Este princípio é usado para definir o *overstress*, como sendo a distância no espaço de tensões entre o actual estado de tensão σ'_{ij} e a superfície de cedência estática f_s (Liingaard *et al.*, 2004). Assim, de acordo com a lei de fluxo, o núcleo viscoso é definido por:

$$\langle \Phi(F) \rangle = \begin{cases} 0, & F \leq 0 \\ \Phi(F), & F > 0 \end{cases} \quad (4.10)$$

A equação anterior pode ser considerada como um critério para o carregamento em regime viscoplástico. A amplitude da taxa de deformação viscoplástica é definida pelo coeficiente de viscosidade e pelo núcleo viscoso, sendo a sua direcção normal à curva de potencial plástico g no ponto correspondente ao actual estado de tensão σ'_{ij} (Figura 4.6).

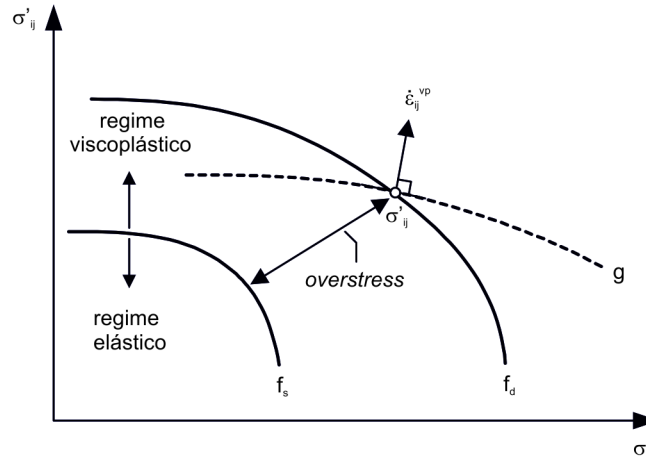


Figura 4.6 – Estado de tensão σ'_{ij} localizado na superfície de cedência dinâmica f_d . Representação da definição de *overstress* (adaptado de Liingaard *et al.*, 2004)

A função $\Phi(F)$ é uma função escalar que pode ser determinada experimentalmente e representa o efeito da taxa de deformação na cedência do material (Adachi *et al.*, 1996). Na bibliografia podem ser encontradas diferentes formas para esta função, sendo as mais utilizadas as funções tipo potência e as funções tipo exponencial. Na bibliografia encontram-se propostas de variados autores para a função $\Phi(F)$, como por exemplo as propostas de Nguyen Minh (1986) e Panet (1995) para uma função tipo potência, e Katona (1984) e Fodil *et al.* (1997) para uma função tipo exponencial, expressas nas seguintes equações:

$$\Phi(F) = F^n \quad (4.11)$$

$$\Phi(F) = \exp((F)^n) - 1 \quad (4.12)$$

sendo n uma constante superior a 1.

Fluência

Considere-se um processo de fluência para um estado de tensão situado fora da superfície estática de cedência. Admitindo uma superfície de cedência estática perfeitamente plástica e sem endurecimento, ou seja, a distância entre a superfície de cedência estática e dinâmica mantém-se constante ao longo do tempo, e impondo um estado de tensão constante de tal forma que a função de *overstress*, F , tome valores maiores que zero, verifica-se a ocorrência de fluxo viscoplástico segundo uma taxa de deformação constante (Figura 4.7 a)).

No caso de se considerar uma superfície de cedência estática com endurecimento, o fluxo viscoplástico ocorre mas a uma taxa de deformação decrescente, visto que a acumulação das deformações viscoplásticas e do trabalho viscoplástico promovem o deslocamento da superfície de cedência estática no sentido em que a função de *overstress*, F , tende para zero e consequentemente a taxa de deformação viscoplástica, $\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}$, também tende para zero. Graficamente, a Figura 4.7b) ilustra o deslocamento da superfície de cedência estática até ao tempo $t = \infty$ em que coincide com a superfície de cedência dinâmica.

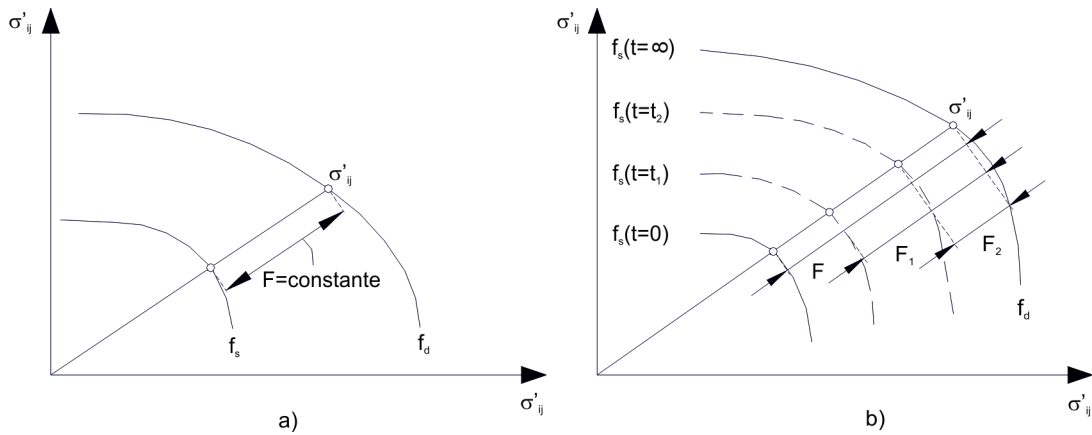


Figura 4.7 – a) Processo de fluência para um material sem endurecimento; b) Processo de fluência para um material com endurecimento

Segundo di Prisco e Imposimato (1996) as deformações viscoplásticas acumuladas durante o movimento da superfície de cedência estática f_s serão idênticas à correspondente solução plástica independente do tempo, isto é:

$$\int \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp}(t)dt = \delta \varepsilon_{ij}^p \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (4.13)$$

sendo $\delta \varepsilon_{ij}^p$ o tensor dos incrementos de deformação plástica.

No caso de um processo de fluência iniciado no interior da superfície de cedência estática a função de *overstress* é nula, logo não poderão ocorrer deformações viscoplásticas. Este tipo de modelos não permite, assim reproduzir a ocorrência de fluência no interior da superfície de cedência.

Relaxação

A um processo de relaxação de tensões (deformação constante) está associada a ocorrência de uma taxa de deformação total nula. No caso de um estado de tensão localizado fora da superfície de cedência, resulta que as taxas de deformação elástica são iguais em magnitude, mas em direcções opostas, às taxas de deformação viscoplástica. As tensões decrescem no decorrer de um processo de relaxação de tensões implicando a contracção da superfície de cedência dinâmica. De forma a manter-se a condição de taxa de deformação total nula, a superfície de cedência estática expande.

Esta aproximação ocorre a uma taxa decrescente (diminuição da função de *overstress*), sendo que no limite de tempo infinito de relaxação as duas superfícies de cedência sobrepõem-se.

Considerando, por hipótese, um processo de relaxação iniciado no interior da superfície de cedência estática, a teoria *overstress* de Perzyna não permite a ocorrência de deformações viscoplásticas (função de *overstress* $F < 0$), implicando que a deformação elástica também seja nula, o que se verifica ser impossível no decorrer de um ensaio de relaxação caracterizado por uma diminuição da tensão. Conclui-se que a teoria *overstress* só permite modelar o processo de relaxação de tensões quando iniciado a partir dum estado de tensão situado fora da superfície de cedência estática.

Taxa de deformação constante

Em ensaios efectuados a taxa de deformação constante, a soma das componentes elástica e viscoplástica da taxa de deformação tem de permanecer constante. Iniciando um ensaio CRS a partir dum ponto situado no interior da superfície de cedência estática, a taxa de deformação viscoplástica é nula e, por conseguinte, a taxa de deformação total é igual à taxa de deformação elástica. Assim que o estado de tensão ultrapassar a superfície de cedência estática, ocorrerão deformações viscoplásticas, mantendo-se constante a taxa de deformação total. Em conclusão, o modelo *overstress* permite reproduzir ensaios efectuados a taxa de deformação constante.

4.4.2 Teoria das superfícies de fluxo não estacionárias

O conceito de superfície de fluxo não estacionária foi primeiramente introduzido e desenvolvido por Naghdi e Murch (1963) e por Olszak e Perzyna (1966; 1970) e resulta do desenvolvimento da teoria clássica da elastoplasticidade para a modelação dos efeitos dependentes do tempo. O factor que diferencia as duas teorias é a determinação da condição de cedência.

De acordo com o conceito de fluxo da teoria clássica da plasticidade, a superfície de cedência do material permanece constante com o tempo quando as deformações plásticas são mantidas constantes, sendo a condição de cedência para um material com endurecimento dada por:

$$f(\sigma'_{ij}, \varepsilon_{ij}^p) = 0 \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (4.14)$$

onde σ'_{ij} representa o estado de tensão efectiva e ε_{ij}^p as deformações plásticas.

Por sua vez, a teoria das superfícies de fluxo não estacionárias estabelece que a condição de cedência é função de:

$$f(\sigma'_{ij}, \varepsilon_{ij}^{vp}, \beta) = 0 \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (4.15)$$

sendo σ'_{ij} o estado de tensão efectiva, ε_{ij}^{vp} a deformação em regime viscoplástico e β uma função dependente do tempo.

A condição de cedência não estacionária define, no espaço de tensões, uma superfície e só são admissíveis estados de tensão que se encontrem dentro ou no limite dessa mesma superfície. No caso da função de cedência $f < 0$ o estado de tensão encontra-se dentro da superfície de fluxo e o solo responde em regime elástico linear, havendo somente deformações elásticas. Quando a função de cedência $f = 0$ sob determinada condição de carregamento, considera-se que o solo responde em regime elasto-viscoplástico e ocorrem deformações tanto elásticas como viscoplásticas. Em concordância com a teoria de *overstress*, o tensor da taxa de deformação total associado à teoria NSFS pode ser decomposto nas suas componentes elástica e viscoplástica como indica a expressão:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (4.16)$$

A taxa de deformação elástica é determinada pela lei de *Hooke* generalizada, enquanto a taxa de deformação viscoplástica é definida de acordo com a lei de fluxo seguinte:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \langle \Lambda \rangle \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}} \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (4.17)$$

sendo Λ um multiplicador não negativo, g a função de potencial viscoplástico e σ'_{ij} o estado de tensão efectiva. Os parêntesis de *MacCauley* garantem que as deformações viscoplásticas ocorrem somente quando o estado de tensão atinge a superfície de fluxo.

A regra da consistência define que iniciando um carregamento a partir de um estado de tensão situado na superfície de cedência, esse carregamento irá induzir um novo estado de tensão que estará localizado sobre uma nova superfície de cedência (Prager, 1949). A utilização desta regra permite determinar uma expressão para o multiplicador Λ :

$$\Lambda = - \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \dot{\sigma}_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \beta} \dot{\beta}}{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{kl}^{vp}} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}}} \quad (4.18)$$

A equação anterior pode ser reescrita como uma soma de duas parcelas Λ_1 e Λ_2 :

$$\Lambda = \Lambda_1 + \Lambda_2 \quad (4.19)$$

$$\Lambda_1 = - \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \dot{\sigma}_{ij}}{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{kl}^{vp}} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}}} \quad (4.20)$$

$$\Lambda_2 = - \frac{\frac{\partial f}{\partial \beta} \dot{\beta}}{\frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{kl}^{vp}} \frac{\partial g}{\partial \sigma'_{ij}}} \quad (4.21)$$

O parâmetro Λ_1 é idêntico ao multiplicador plástico λ definido pela teoria elastoplástica clássica, podendo concluir-se que a diferença entre o multiplicador viscoplástico Λ e o multiplicador plástico λ se resume ao termo $\frac{\partial f}{\partial \beta} \dot{\beta}$ em numerador, que traduz a ocorrência de deformações viscoplásticas em situações de tensão constante, isto é, prevê um processo de fluência.

4.5 Formulação de um modelo de estados críticos para a viscoplasticidade

4.5.1 Modelo de estados críticos para o comportamento independente do tempo

O modelo *Cam-clay modificado* é um modelo elastoplástico incremental que permite incorporar aspectos relevantes do comportamento de geomateriais. Este modelo assume um lugar de destaque nas leis constitutivas que caracterizam estes materiais (Schofield e Wroth, 1968; Wood, 1990). As suas características incluem uma forma particular de elasticidade não linear e um comportamento com endurecimento (ou amolecimento) governado pela deformação volumétrica plástica.

O modelo é expresso em termos de três variáveis: a tensão efectiva média, p , a tensão de desvio, q , e o volume específico, v . As componentes de tensão p e q são definidas como:

$$p = \frac{1}{3} \sigma_{kk} \quad k = 1,2,3 \quad (4.22)$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2}} \sqrt{s_{ij} s_{ij}} \quad i, j = 1,2,3 \quad (4.23)$$

em que s_{ij} representa a parte deviatórica do tensor das tensões, sendo definido por:

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij} \quad (4.24)$$

Considerando que, no interior da superfície de cedência, o solo responde elástica e isotropicamente, a alterações de deformação volumétrica e distorcional estão associadas, só e respectivamente, alterações de tensão média e de tensão de desvio. Desta forma, as variáveis incrementais de deformação volumétrica e distorcional são definidas como:

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_{kk} \quad k = 1,2,3 \quad (4.25)$$

$$de_{ij} = \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{de_{ij}de_{ij}} \quad i,j = 1,2,3 \quad (4.26)$$

em que de_{ij} representa a parte distorcional do tensor dos incrementos de deformação, sendo definido por:

$$de_{ij} = d\varepsilon_{ij} - \frac{d\varepsilon_v}{3\delta_{ij}} \quad i,j = 1,2,3 \quad (4.27)$$

O volume específico v é definido como:

$$v = \frac{V}{V_s} = 1 + e \quad (4.28)$$

onde V_s é o volume das partículas sólidas, assumidas incompressíveis, contidas num volume V do solo. Os incrementos da deformação volumétrica e o volume específico relacionam-se através da expressão:

$$d\varepsilon_v = -\frac{dv}{v} \quad (4.29)$$

A partir de um volume específico inicial v_0 e, para pequenos incrementos de deformação, o volume específico pode definir-se como:

$$v = v_0(1 - \varepsilon_v) \quad (4.30)$$

sendo ε_v a deformação volumétrica acumulada.

Lei elástica incremental

A expressão incremental da lei de *Hooke* nas suas componentes volumétrica, dp , e distorcional, ds_{ij} , pode ser obtida recorrendo às partes incrementais elásticas volumétrica e deviatórica do tensor de deformação:

$$ds_{ij} = 2Gde_{ij}^e \quad (4.31)$$

$$dp = Kde_v^e \quad (4.32)$$

sendo que G e K representam respectivamente o módulo de distorção e o módulo volumétrico tangente, e o incremento da componente distorcional ds_{ij} adopta a seguinte expressão:

$$ds_{ij} = d\sigma_{ij} - dp\delta_{ij} \quad (4.33)$$

O módulo volumétrico tangente K , indicado na equação (4.32) é actualizado para reflectir uma lei não linear obtida experimentalmente a partir de ensaios de compressão isotrópica. Deste tipo de ensaios obtêm-se resultados que são expressos num diagrama semi-logarítmico como ilustrado na Figura 4.8:

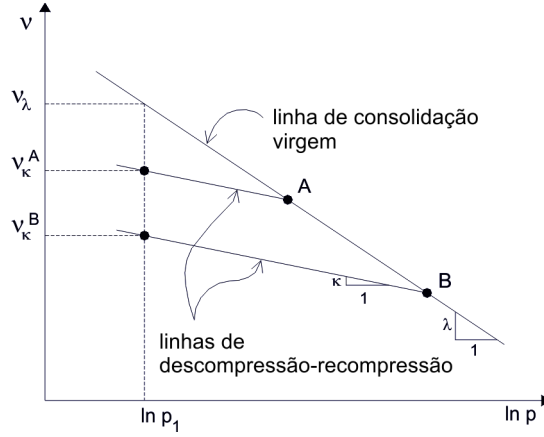


Figura 4.8 – Linha de consolidação virgem e linhas de descompressão-recompressão para um ensaio de compressão isotrópico

Se o ponto representativo do estado de tensão se situar na linha de consolidação virgem, a variação de v é definida pela equação:

$$v = v_\lambda - \lambda \ln\left(\frac{p}{p_1}\right) \quad (4.34)$$

sendo λ a inclinação da linha de consolidação virgem e v_λ o volume específico para a pressão de referência p_1 .

No caso de uma trajectória de tensões representativa de uma excursão de descarga-recarga, a partir do ponto A ou B, o ponto deslocar-se-á segundo uma linha de descompressão-recompressão de inclinação κ definida pela equação:

$$v = v_\kappa - \kappa \ln\left(\frac{p}{p_1}\right) \quad (4.35)$$

sendo v_κ o volume específico na pressão de referência p_1 que depende do ponto situado na linha de compressão virgem em que se inicia a trajectória de descarga.

A alteração recuperável do volume específico, dv^e , pode ser expressa de forma incremental após diferenciação da equação anterior:

$$dv^e = \kappa \frac{dp}{p} \quad (4.36)$$

Dividindo ambos os membros por v , obtém-se a relação entre a alteração da deformação volumétrica elástica e a alteração da pressão média:

$$dp = \frac{vp}{\kappa} d\varepsilon_v^e \quad (4.37)$$

Das equações (4.32) e (4.37), obtém-se a expressão para o módulo volumétrico tangente K :

$$K = \frac{vp}{\kappa} \quad (4.38)$$

Considerando um carregamento mais geral, representado pelo ponto A, situado abaixo da linha de compressão virgem no plano $(v - \ln p)$ é seguida uma trajectória elástica ao longo da linha de expansão. A tensão média na intercepção da linha de descompressão-recompressão e da linha de consolidação virgem é definida como a tensão de pré-consolidação p_c . Alterações volumétricas elásticas ocorrem sempre que a tensão média se altera, enquanto alterações volumétricas plásticas resultam apenas quando surgem alterações da tensão de pré-consolidação, que, por sua vez, são determinadas pela lei de endurecimento. O incremento de alteração de volume plástico Δv^p corresponde à distância vertical entre as linhas de descompressão-recompressão associadas aos pontos A e A', como ilustrado na Figura 4.9, obtendo-se a seguinte expressão:

$$dv^p = -(\lambda - \kappa) \frac{dp_c}{p_c} \quad (4.39)$$

Por intermédio da sua linearização e dividindo ambos os membros por v obtém-se:

$$-\frac{\Delta v^p}{v} = \frac{\lambda - \kappa}{v} \ln \frac{p_c}{p_{c0}} \quad (4.40)$$

sendo p_{c0} a tensão de pré-consolidação inicial.

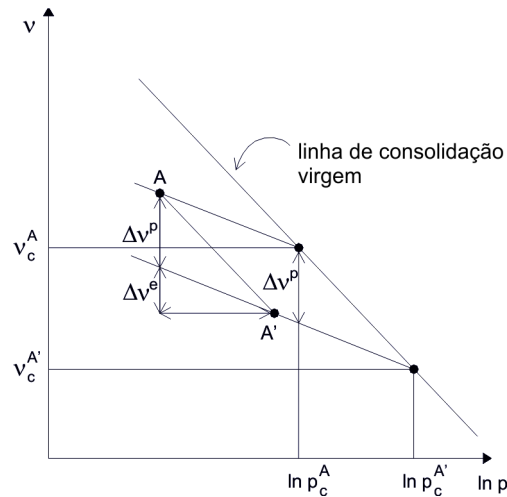


Figura 4.9 – Variação volumétrica plástica correspondente a um incremento da tensão de pré-consolidação

Funções de cedência

O modelo Cam-clay modificado define a superfície de cedência como um elipsóide de revolução no espaço de tensões principais, resultando da sua intersecção com um plano deviatórico ($p=\text{constante}$) uma elipse. Para o modelo isotrópico descrito no presente documento, a elipse é centrada no eixo p' e passando pela origem do referencial de tensões efectivas. Wood (1990) refere que propor tal condição é razoável, uma vez que, excluindo a hipótese de cimentação entre as partículas, uma amostra de solo não apresenta capacidade de mobilização de resistência a tensões efectivas de tracção, resultando em deformações irreversíveis quando sujeito a esse estado de tensão.

A função de cedência do material para um determinado valor de tensão de pré-consolidação p_c , é definida pela seguinte expressão:

$$f = q^2 + M^2 p(p - p_c) \quad (4.41)$$

sendo M , o declive da linha de estados críticos, e, segundo Schofield e Wroth (1968), é uma constante do material. A função de cedência $f = 0$ é representada por uma elipse de eixo horizontal p_c e de eixo vertical Mp_c (Figura 4.10).

O modelo assume uma lei de fluxo associada pelo que os incrementos de deformação plástica são normais à superfície de cedência. A lei de endurecimento, que especifica a variação do tamanho daquela superfície, é determinada pelas variações da tensão de pré-consolidação.

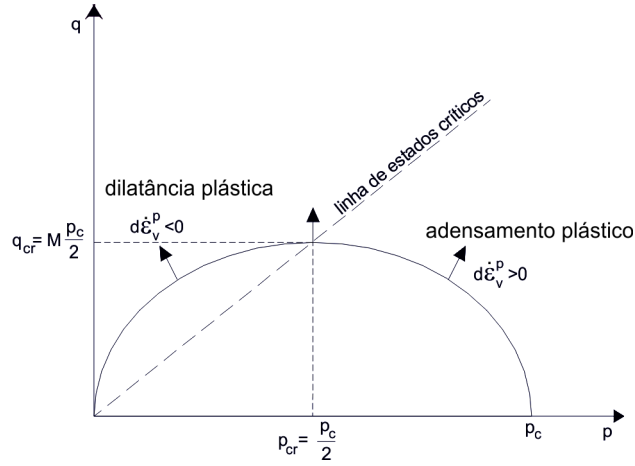


Figura 4.10 – Função de cedência no modelo *Cam-clay modificado* (adaptado de Itasca, 2000)

Considerando a equação em termos diferenciais, por intermédio da sua linearização obtém-se:

$$d\varepsilon_v^p = -\frac{d}{dp_c}(\Delta\varepsilon_v^p)dp_c = \frac{\lambda - \kappa}{vp_c}dp_c \quad (4.42)$$

O incremento de p_c (lei de endurecimento) é determinado pelo incremento de deformação volumétrica plástica de acordo com a lei de fluxo:

$$d\varepsilon_v^p = \gamma \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kk}} \right) \quad (4.43)$$

em que γ representa o multiplicador plástico.

Igualando as duas equações anteriores é possível relacionar o incremento da variável interna responsável pelo endurecimento, dp_c , com o multiplicador plástico, γ , da seguinte forma:

$$dp_c = \gamma \frac{v}{\lambda - \kappa} p_c \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kk}} \right) \quad (4.44)$$

Como se verifica que:

$$\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kk}} \right) = 3 \frac{\partial f}{\partial p} \quad (4.45)$$

sendo $\partial f / \partial p$ a projecção sobre o eixo dos p da normal à curva de cedência no espaço (p, q) , se a componente horizontal da normal à superfície for de sinal positivo, o incremento da deformação plástica é positivo, o ponto localiza-se na designada zona sub-crítica (dilatância negativa) e há endurecimento (expansão do domínio elástico). Caso contrário, o ponto situa-se na denominada zona super-crítica, havendo dilatância e amolecimento (contração do domínio elástico). No ponto correspondente a $p_{cr} = p_c/2$ e $q_{cr} = M p_c/2$, a normal à superfície de cedência é paralela ao eixo do

q . Uma vez que a lei de fluxo é associada, a taxa de deformação volumétrica plástica anula-se e, como resultado da lei de endurecimento, a pressão de consolidação p_c não se altera. O ponto material correspondente alcançou o estado crítico no qual deformações de corte não limitadas ocorrem sem alteração do volume específico ou do nível de tensão.

Pela aplicação da condição de consistência assegura-se que o estado de tensão permaneça sobre a superfície de cedência durante o carregamento plástico, resultando:

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial p_c} dp_c = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} D_{ijkl} \left(d\varepsilon_{kl} - d\gamma \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} \right) + \frac{\partial f}{\partial p_c} d\gamma \frac{v}{\lambda - \kappa} p_c \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{kk}} \right) = 0 \quad (4.46)$$

Resolvendo em ordem ao multiplicador plástico γ e substituindo os valores correspondentes à função de cedência e à lei elástica, obtém-se após alguma manipulação algébrica:

$$\gamma = \frac{(2p - p_c) \left(\frac{vp}{\kappa} \right) d\varepsilon_v + \frac{6G}{M^2} s_{ij} de_{ij}}{vp(2p - p_c) \left(\frac{p_c}{\lambda - \kappa} + \frac{2p - p_c}{\kappa} \right) + 12 \frac{G}{M^4} q^2} \quad (4.47)$$

A lei constitutiva diferencial é assim dada pela seguinte equação:

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl} \left(d\varepsilon_{kl} - \langle \gamma \rangle \frac{\partial f}{\partial \sigma_{kl}} \right) = \frac{vp}{\kappa} [d\varepsilon_v - \langle \gamma \rangle (2p - p_c)] \delta_{ij} + 2G \left[de_{ij} - \langle \gamma \rangle \frac{3}{M^2} s_{ij} \right] \quad (4.48)$$

Resumindo, num processo controlado pela deformação incremental $d\varepsilon_{ij}$, para um estado de tensão σ_{ij} , tal que $f(\sigma_{ij}, p_c) = 0$, calcula-se o valor do multiplicador γ e em seguida os incrementos da tensão e da variável interna responsável pelo endurecimento (Vieira, 2006).

4.5.2 Modificação da elipse do modelo *Cam-clay modificado* para a zona super-crítica

Como têm revelado numerosos resultados experimentais, o modelo *Cam-clay modificado* sobrestima a resistência do solo na zona super-crítica, o que constitui uma importante limitação para o caso da reprodução do comportamento de solos argilosos sobreconsolidados. Na abordagem adoptada por este modelo, em que se pressupõe a ocorrência de efeitos viscosos apenas fora da superfície de cedência, a sobrestimação da resistência nesta zona do espaço de tensões pode resultar, consequentemente, numa limitação para uma desejada avaliação adequada dos efeitos do tempo. Por este motivo, foi proposta por Maranha (1997) uma correcção da forma da superfície de cedência visando uma estimativa mais correcta da resistência do terreno quando submetido a trajectórias de tensão na zona de comportamento dilatante.

A alteração da forma da superfície de cedência inclui também uma translação σ_t , tanto da superfície de cedência como da linha de estados críticos ao longo do eixo p , que permite a modelação de uma parcela de coesão, assim como uma correcção para outros estados que não o triaxial (Maranha, 1997).

Uma mudança de coordenadas permite mais facilmente introduzir estas alterações nas relações constitutivas. A superfície de cedência define-se agora como:

$$f(\sigma_{ij}) = (\bar{q} - \bar{p})^2 + L \left(\bar{q} - \frac{\bar{p}_c}{2} \right) \bar{p} = 0 \quad (4.49)$$

sendo $\bar{q} = q/M$, $\bar{p} = p + \sigma_t$, $\bar{p}_c = p_c + \sigma_t$ e $\sigma_t = c/tg\phi$. O parâmetro L assume o valor de 2 quando o estado de tensão está abaixo da linha de estados críticos, ou seja, quando $\bar{p} \leq \bar{p}_{cr}$, e é uma função de μ para estados de tensão maiores que \bar{p}_{cr} . Por sua vez, μ é um parâmetro de achatamento que pode variar entre 0 e 1. Se for igual a 1 a superfície de cedência na zona super-crítica será igual à superfície original e se for igual a 0 corresponderá à própria linha de estados críticos.

A elipse achatada é mostrada na Figura 4.11. O parâmetro μ é definido como a relação e/c . Impondo que a elipse tenha uma tangente horizontal no ponto C e uma tangente vertical no ponto O, é possível obter a seguinte relação entre L e μ :

$$L = \frac{4\mu}{1 + \mu} \quad (4.50)$$

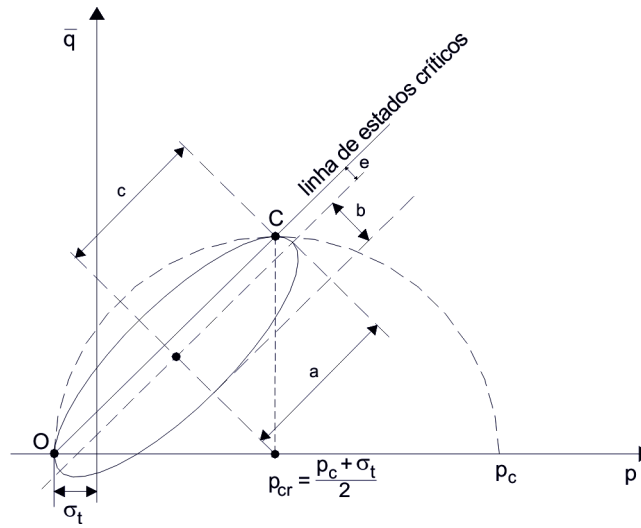


Figura 4.11 – Correção da forma da superfície de cedência para a zona super-crítica (Maranha, 1997)

4.5.3 Extensão do modelo de estados críticos para a viscoplasticidade

A extensão do modelo de estados críticos para um modelo viscoplástico de tipo *overstress*, que se descreve em seguida, foi implementada por Vieira (2006), num estudo de modelação relativo à construção de um túnel na cidade de Lisboa.

Enquanto na formulação clássica a evolução da função de cedência é determinada pela condição de consistência, a lei constitutiva elasto-viscoplástica de tipo *overstress* não impõe tal restrição, uma vez que o estado de tensão pode ultrapassar aquela superfície. Nesta forma de viscoplasticidade não ocorrem deformações plásticas independentes do tempo, podendo a taxa de deformação total ser

decomposta aditivamente numa parcela elástica e numa parcela inelástica designada de viscoplástica. É assim possível tomar em conta a dependência da resistência não drenada de solos finos em relação à taxa de deformação. Tem-se que:

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} \quad (4.51)$$

onde $\dot{\varepsilon}_{ij}$ é o tensor da taxa de deformação total. A parcela viscoplástica, ou irreversível, representa a combinação dos efeitos viscoso e plástico.

Aplicando a lei constitutiva elástica:

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl} \dot{\varepsilon}_{kl}^e = D_{ijkl} (\dot{\varepsilon}_{kl} - \dot{\varepsilon}_{kl}^{vp}) \quad (4.52)$$

o tensor da taxa de deformação viscoplástica assume a seguinte forma:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \frac{1}{\eta} \langle \Phi[f(\sigma_{ij})] \rangle \frac{\partial g(\sigma_{ab})}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.53)$$

Como referido anteriormente em 4.4.1, η é um parâmetro de viscosidade que introduz a dimensão física tempo no problema, Φ é o núcleo viscoso, g é uma função de potencial, que neste caso corresponde à superfície de cedência do modelo *Cam-clay*, cujo vector no espaço das tensões define a direcção da taxa de deformação, $f(\sigma_{ij}) = 0$ é a função que delimita o domínio elástico e $\langle \Phi(f) \rangle$ é uma função definida como:

$$\langle \Phi(f) \rangle = \begin{cases} 0 & , \quad f \leq 0 \\ \Phi(f) & , \quad f > 0 \end{cases} \quad (4.54)$$

A função $\langle \Phi(f) \rangle$ para um material com endurecimento, é uma função positiva monotonamente crescente com f e $\Phi(0) = 0$. Somente estados de tensão fora do domínio elástico, em que $f > 0$, dão origem a deformações viscoplásticas, de amplitude tanto mais elevada quanto maior for o valor de f .

De acordo com o critério matemático descrito acima para a independência do tempo (da taxa de deformação), tem-se para a viscoplasticidade de Perzyna:

$$F(\lambda \dot{\varepsilon}_{ij}) = D_{ijkl} (\lambda \dot{\varepsilon}_{kl} - \dot{\varepsilon}_{kl}^{vp}) \neq \lambda D_{ijkl} (\dot{\varepsilon}_{kl} - \dot{\varepsilon}_{kl}^{vp}) = \lambda \dot{\sigma}_{ij} \quad (4.55)$$

Ou seja, a menos que a função $\Phi(f)$ seja homogénea de grau 1 relativamente a $\dot{\varepsilon}_{ij}$, os modelos viscoplásticos são dependentes do tempo. Por outro lado, no caso da elastoplasticidade:

$$F(\dot{\epsilon}_{ij}) = D_{ijkl} [\lambda \dot{\epsilon}_{kl} - \langle \dot{\gamma} \rangle \dot{\epsilon}_{kl}^p] = D_{ijkl} \left[\lambda \dot{\epsilon}_{kl} - \left(\frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} D_{mnr s} \lambda \dot{\epsilon}_{rs}}{K_p + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ab}} D_{abcd} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{cd}}} \right) \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} \right] = \lambda \dot{\sigma}_{ij} = \lambda F(\dot{\epsilon}_{ij}) \quad (4.56)$$

em que o módulo plástico K_p não depende de $\dot{\epsilon}$ o que confirma a independência deste relativamente à deformação.

A lei de endurecimento neste caso é governada pela taxa de deformação viscoplástica, ou seja:

$$\dot{\epsilon}_v^{vp} = \frac{\lambda - \kappa}{vp_c} \dot{p}_c \quad (4.57)$$

em que \dot{p}_c é a taxa da variável interna (da tensão de pré-consolidação).

4.5.4 Determinação dos parâmetros do modelo

Constante de atrito M – é o declive da linha de estados críticos; pode ser obtida por uma série de ensaios triaxiais (drenados ou não drenados com medição de pressões intersticiais). Estes ensaios devem ser levados até grandes deformações para garantir que os valores finais de p_{cr} e q estejam próximos da linha de estados críticos. A inclinação da linha de melhor ajuste da relação $q - p_{cr}$ será o parâmetro M .

M está relacionado com o ângulo de atrito em tensões efectivas ϕ' do critério de rotura de Mohr-Coulomb. Contudo, uma vez que a linha de estados críticos do modelo *Cam-clay* é dependente da tensão intermédia σ_2 enquanto a de Mohr-Coulomb não, a relação entre M e ϕ' será diferente para diferentes valores de σ_2 na cedência. Para ensaios de compressão triaxial:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (4.58)$$

enquanto para ensaios de extensão:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 + \sin \phi'} \quad (4.59)$$

Inclinação das linhas de compressão virgem e de expansão, λ e κ – idealmente estes dois parâmetros devem ser obtidos de ensaios triaxiais de compressão isotrópica ($q = 0$), com várias excursões de descarga. A inclinação da linha de compressão virgem numa representação $v - \ln p$ é λ . A inclinação de uma excursão de descarga-recarga na mesma representação será o parâmetro κ .

Tensão de pré-consolidação inicial p_{c0} – a tensão de pré-consolidação determina o tamanho inicial da superfície de cedência. Se a amostra tiver sido submetida a uma trajectória de carregamento isotrópica, p_{c0} será a máxima tensão efectiva alcançada. Se a amostra tiver sido submetida a outras

trajectórias não isotrópicas, p_{c0} terá de ser calculada a partir dos máximos valores de p e q (p_{max} e q_{max}):

$$p_{c0} = p_{max} + \frac{q_{max}^2}{M^2 p_{max}} \quad (4.60)$$

Valores iniciais do volume específico, v_0 e do módulo volumétrico K – dada uma tensão efectiva p_0 , o volume específico inicial v_0 , deve ser consistente com a escolha dos parâmetros κ , λ , p_1 e p_{c0} . O valor do volume específico inicial v_0 deve ser calculado de acordo com o valor correspondente a p_0 na linha de expansão através do ponto de consolidação normal para o qual $p = p_{c0}$. Da Figura 4.12 retira-se que:

$$v_0 = v_\lambda - \lambda \ln\left(\frac{p_{c0}}{p_1}\right) + \kappa \ln\left(\frac{p_{c0}}{p_0}\right) \quad (4.61)$$

O valor inicial do módulo volumétrico K , por seu lado, é dado por:

$$K = \frac{v_0 p_0}{\kappa} \quad (4.62)$$

Valores dos parâmetros K e G – no modelo *Cam-clay modificado* o valor do módulo de compressibilidade volumétrica corrente muda como uma função do volume específico e da tensão média de acordo com a equação (4.38).

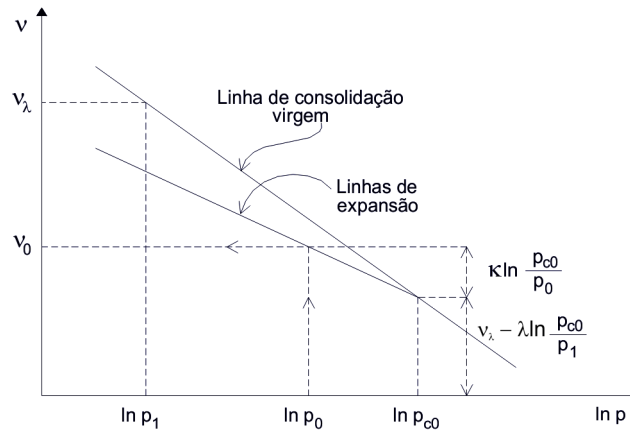


Figura 4.12 – Determinação do volume específico inicial (Vieira, 2006)

Relativamente ao comportamento distorcional consideram-se, em geral, duas opções. Na primeira o módulo de distorção G é considerado constante, resultando num coeficiente de Poisson ν variável:

$$\nu = \frac{3K - 2G}{6K + 2G} \quad (4.63)$$

ou uma relação K/G constante, que corresponde também a ν constante e implica um módulo de distorção igualmente directamente proporcional à tensão média p .

$$G = \frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 - 2\nu)} \quad (4.64)$$

Parâmetro de viscosidade η – este parâmetro é determinado com base em ensaios realizados a diferentes taxas de deformação, a sua forma dimensional depende da função de *overstress*. Tal como no estudo referido, será utilizada uma função do tipo $\langle \Phi(f) \rangle = f$.

5. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA RESPOSTA ESTRUTURAL DE UM TÚNEL

5.1 Introdução

Neste capítulo é aplicado o modelo descrito anteriormente para estudar a influência da velocidade de construção no comportamento de um túnel. Nas análises recorre-se ao *software* de diferenças finitas FLAC (Itasca, 2000).

Inicialmente é efectuada uma simulação numérica da escavação de um túnel, sendo apresentadas as curvas de convergência do maciço e comparados os resultados das análises numéricas com soluções analíticas disponíveis na bibliografia.

Para verificação da extensão do modelo de estados críticos para a viscoplasticidade são efectuados dois tipos de carregamentos num solo argiloso sobreconsolidado, um para um carregamento edométrico e outro para um carregamento triaxial.

Em seguida é efectuada uma serie de análises numéricas em estado plano de deformação para estudo do comportamento de dois túneis superficiais. Nestas análises foram considerados dois tipos de terreno argiloso, cuja caracterização teve por base parâmetros encontrados na bibliografia de duas formações argilosas ocorrentes na cidade de Lisboa: as Argilas dos Prazeres e as Argilas de Xabregas. Procede-se à variação de uma serie de parâmetros nas modelações efectuadas e analisada a sua influência na resposta dos túneis. As análises englobam três fases distintas: a primeira fase de alívio de 50% das tensões resultantes da escavação antes da colocação do suporte, uma segunda fase de alívio dos restantes 50% após colocação do suporte e uma terceira fase de fluência correspondente a 60 dias.

5.2 Simulação numérica e verificação das convergências no terreno provocadas pela escavação de um túnel

Implementou-se um algoritmo cuja função pretende simular o alívio progressivo das tensões resultante da escavação de um túnel, podendo obter-se uma relação tensão-deslocamento num ponto situado na fronteira da abertura (curva de convergência do maciço). Para testar o programa foram modelados dois exemplos referentes à escavação de um túnel circular num meio semi-infinito elastoplástico, considerando um estado de tensão uniforme e dois modelos constitutivos: Mohr-Coulomb e Hoek-Brown. O problema apresenta condições de simetria horizontal e vertical e adopta-se para o raio do túnel um valor considerado muito inferior em relação ao valor do desenvolvimento longitudinal, como ilustrado na Figura 5.1, permitindo assim recorrer à análise em estado plano de deformação.

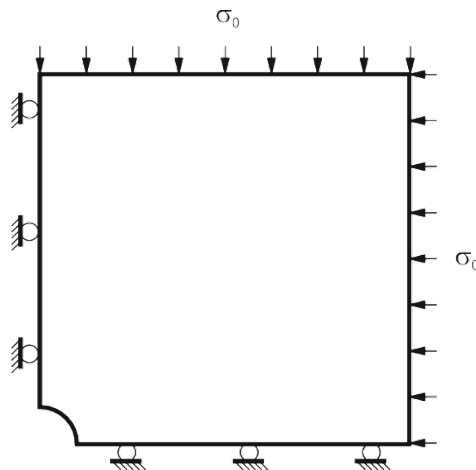


Figura 5.1 – Representação das condições de fronteira e do estado de tensão inicial para a determinação numérica da curva de reacção do maciço

A implementação do problema em FLAC passa por considerar uma malha que representa a criação de uma abertura de raio unitário, em condições axissimétricas, e cujas fronteiras superior e lateral se encontram localizadas a uma distância ao centro do túnel 10 vezes superior ao seu raio, resultando em 900 elementos rectangulares dispostos radialmente e com dimensões variáveis que permitem uma melhor discretização na zona mais relevante (Figura 5.2).

Inicialmente, o algoritmo executa a aplicação do estado de tensão inicial do maciço que inclui também a aplicação das tensões equivalentes no contorno da abertura. De seguida, o processo de relaxação das tensões aplicadas no contorno é iniciado, sendo controlado pelo número de incrementos desejado para que se dê o total alívio das tensões. A monitorização de um dos pontos situados na fronteira do túnel permite obter a relação tensão-deslocamento, ou seja, curva de reacção do maciço nesse ponto.

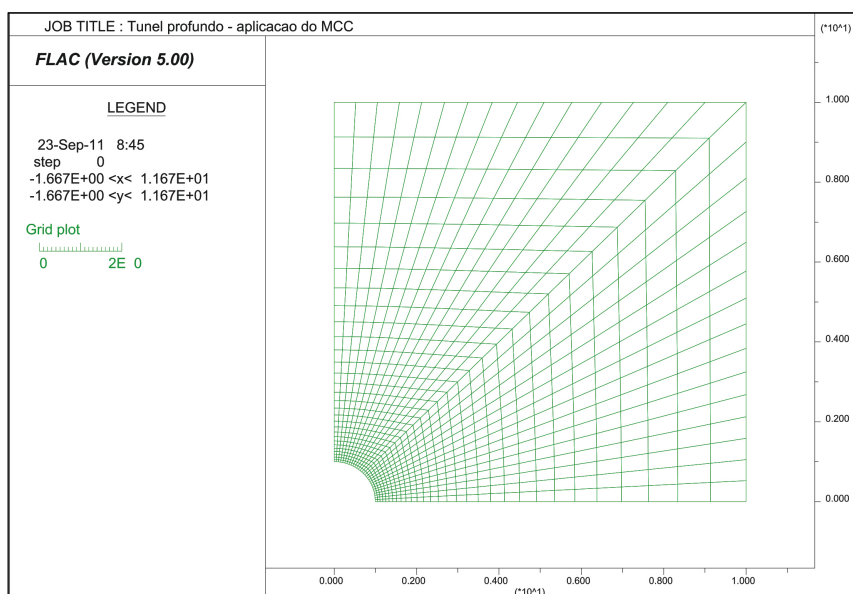


Figura 5.2 – Malha radial utilizada para a determinação numérica da curva de reacção do maciço

Para o modelo constitutivo elastoplástico de Mohr-Coulomb adopta-se para a densidade $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$, para o módulo de distorção $G = 2,8 \text{ GPa}$, para o módulo de compressibilidade volumétrica $K = 3,9 \text{ GPa}$, para a coesão $c = 3,45 \text{ MPa}$, para o ângulo de atrito $\phi' = 30^\circ$ e para a dilatância $\psi = 0$ ou 30° . Considera-se um estado de tensão inicial uniforme e de valor 30 MPa (compressão).

Para exemplo que adopta o modelo constitutivo de Hoek-Brown os parâmetros diferenciam-se apenas pela contabilização de valores residuais pós-cedência para o ângulo de atrito e coesão, tomando os valores de $\phi'_r = 25^\circ$ e $c_r = 2 \text{ MPa}$ respectivamente.

As Figura 5.3 a Figura 5.5 ilustram uma comparação directa entre os resultados obtidos pelas simulações numéricas e as soluções analíticas apresentadas em 2.6. Apresentam-se as curvas de convergência do maciço (tensão radial *versus* deslocamentos radiais) para os dois critérios de rotura, Mohr-Coulomb com lei de fluxo associada e não associada, e Hoek-Brown, podendo verificar-se que a concordância com as soluções analíticas é bastante satisfatória.

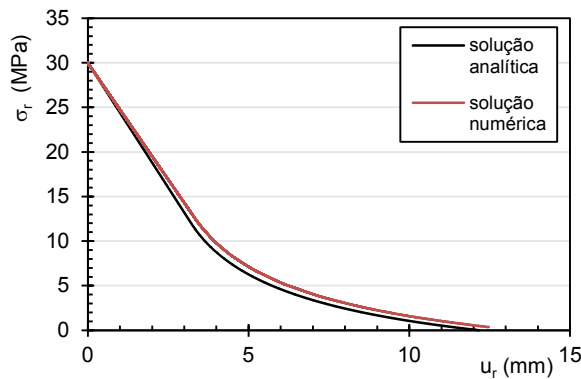


Figura 5.3 – Solução analítica vs solução numérica para o critério de rotura de Mohr-Coulomb com lei de fluxo não associada

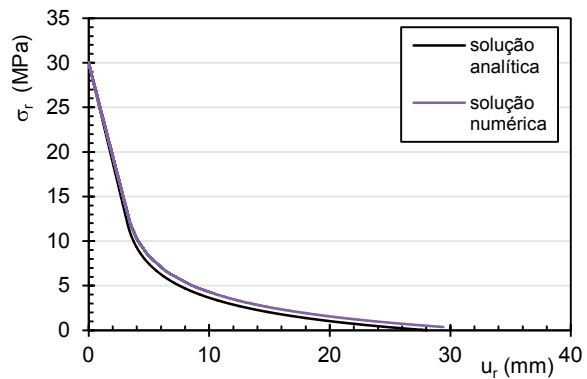


Figura 5.4 – Solução analítica vs solução numérica para o critério de rotura de Mohr-Coulomb com lei de fluxo associada

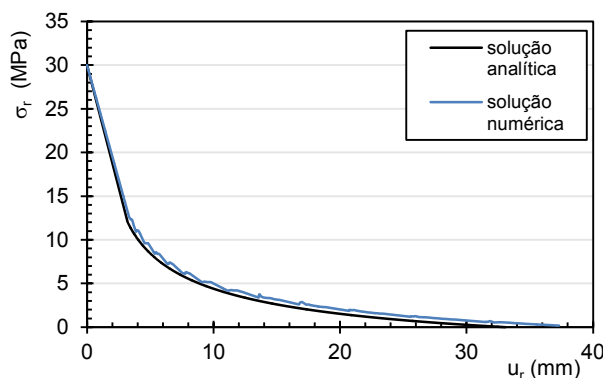


Figura 5.5 – Solução analítica vs solução numérica para o critério de rotura de Hoek-Brown

5.3 Verificação do modelo de estados críticos para a viscoplasticidade

5.3.1 Simulação numérica para um carregamento edométrico

Como primeira verificação para o modelo numérico viscoplástico, procedeu-se à modelação de um ensaio edométrico executado a uma taxa de deformação constante. Um elemento de dimensões unitárias com a sua base fixa e deformações horizontais restritas é solicitado por um carregamento do tipo edométrico a taxa de deformação constante e igual a $\dot{\varepsilon} = 0,5 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ (Figura 5.6). Os parâmetros do terreno foram obtidos num dos ensaios realizados por Marques (1998) para as Argilas dos Prazeres indicados no Quadro 5.1.

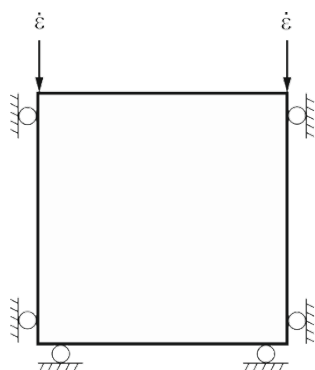


Figura 5.6 – Condições de fronteira para a simulação de um ensaio edométrico

Na Figura 5.7 apresenta-se para o material indicado a relação entre o volume específico v e a tensão efectiva média p no decurso do carregamento em função dos valores do coeficiente de viscosidade η adoptados. Na Figura 5.8 mostra-se a mesma representação para um ensaio prolongado no tempo. Por sua vez, na Figura 5.9 reproduz-se a evolução da deformação volumétrica viscoplástica no decurso do tempo, variando também os valores do coeficiente de viscosidade η .

Como se pode verificar, quando se assume um valor muito elevado para o coeficiente de viscosidade, o modelo responde no sentido de se atingirem taxas de deformação viscoplásticas nulas, aproximando-se assim de um modelo elástico. Reciprocamente, ao adoptar-se coeficientes de viscosidade reduzidos, o modelo constitutivo responde como um modelo elastoplástico, sendo que a sua dependência do tempo desaparece, ou seja, a deformação plástica total desenvolve-se instantaneamente. A Figura 5.9 ilustra claramente as duas situações limites de comportamento, mostrando que à medida que o coeficiente de viscosidade diminui, aumenta a deformação viscoplástica.

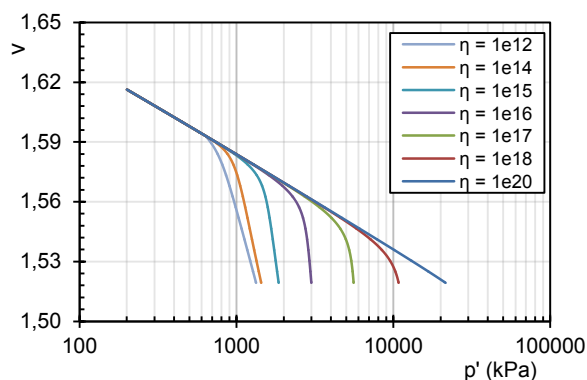


Figura 5.7 – Variação do volume específico em função da tensão média para diferentes valores de η

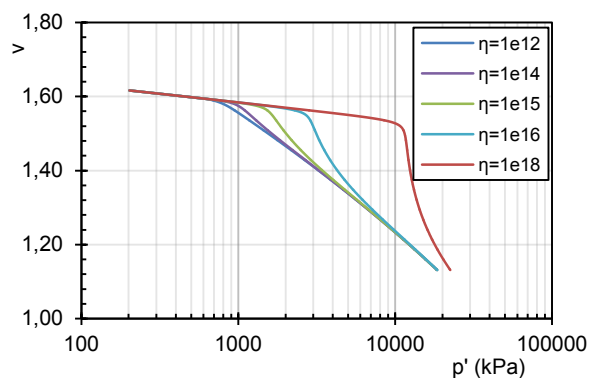


Figura 5.8 – Variação do volume específico em função da tensão média para diferentes valores de η (ensaio prolongado no tempo)

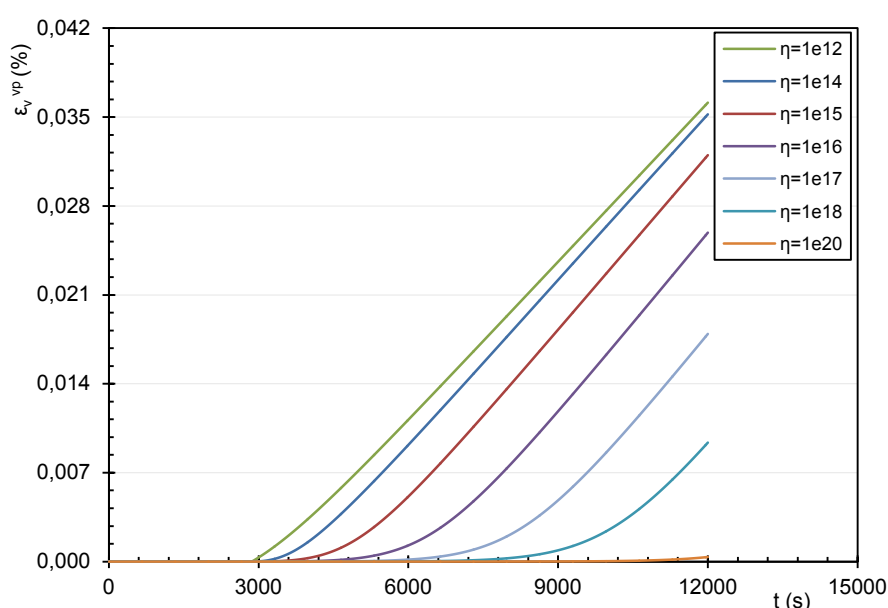


Figura 5.9 – Evolução da deformação volumétrica viscoplástica em função do tempo para diferentes valores de η

Observa-se que para valores da viscosidade de $\eta = 10^{20} \text{ kPa}^2\text{s}$ a relação entre v e $\ln(p)$ é linear, sendo que para valores $\eta = 10^{12} \text{ kPa}^2\text{s}$ esta relação é igual à relação obtida pelo modelo de estados críticos em regime elastoplástico, definida por dois segmentos de recta, um de declive κ , para valores de tensão média inferiores à tensão de pré-consolidação e outro de declive λ , para valores de tensão média superiores a p_c . Para valores intermédios observa-se que o aumento da viscosidade provoca um endurecimento mais lento do material. O ensaio prolongado no tempo evidencia que o comportamento elástico só é de facto alcançado para valores de viscosidade muito elevados, no entanto trata-se de uma situação limite para volumes específicos extremamente reduzidos.

5.3.2 Simulação numérica para um carregamento triaxial

Foi também implementado um modelo numérico solicitado por um carregamento triaxial. Aplicou-se uma taxa de deformação axial constante de $\dot{\epsilon} = 0,5 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ em condições não drenadas. O elemento

solicitado tem dimensões unitárias e apresenta uma condição de axissimetria, sendo que os parâmetros utilizados foram iguais aos atribuídos nas simulações de carregamento edométrico.

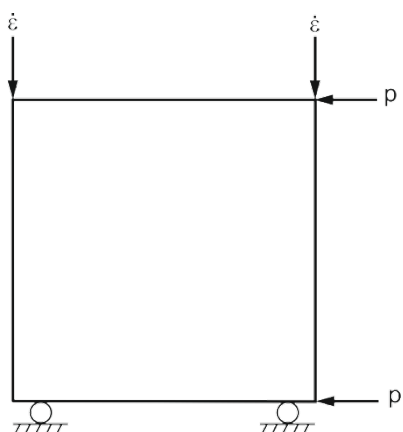


Figura 5.10 – Condições de fronteira para a simulação de um ensaio triaxial

Foram considerados dois casos para o estado de consolidação isotrópica, sendo que no primeiro partiu-se de um estado de tensão na zona super-crítica ($p = 300 \text{ kPa}$) e no segundo iniciou-se o carregamento a partir de um estado de tensão na zona sub-crítica ($p = 800 \text{ kPa}$), como ilustrado na Figura 5.11. Adoptaram-se valores para o coeficiente de viscosidade η entre 10^{12} e $10^{17} \text{ kPa}^2\text{s}$. Os resultados da evolução da deformação axial ϵ_a em função da tensão distorcional q encontram-se ilustrados nas Figuras 5.12 e 5.13, enquanto nas Figuras 5.14 e 5.15 ilustra-se a evolução das deformações viscoplásticas com o tempo.

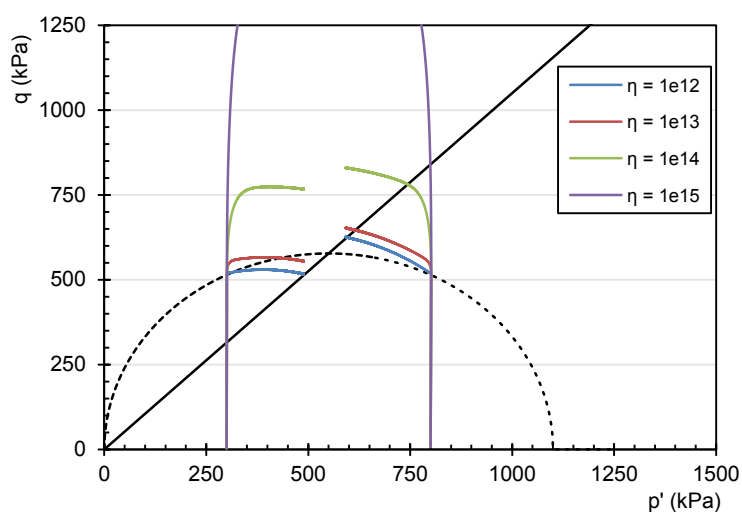


Figura 5.11 – Trajetórias de tensão no domínio p' - q para diferentes valores de η

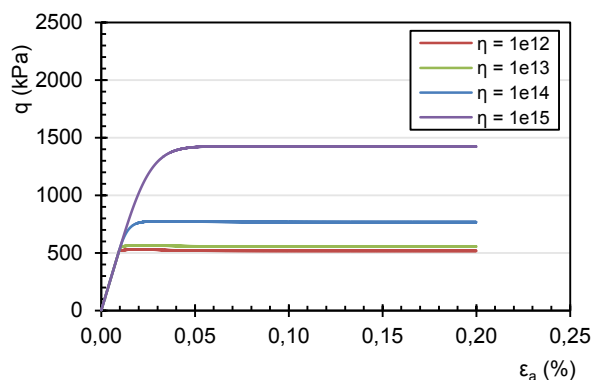


Figura 5.12 – Evolução da deformação axial em função da tensão distorcional para diferentes valores de η (zona super-crítica)

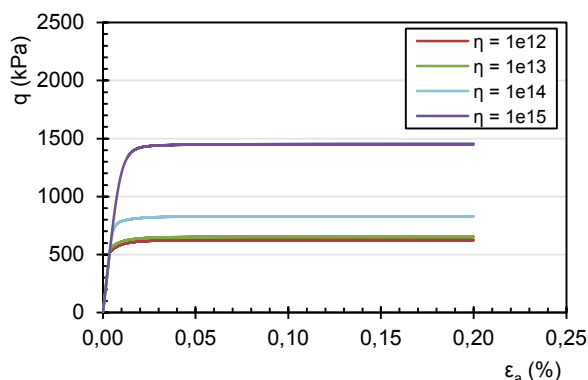


Figura 5.13 – Evolução da deformação axial em função da tensão distorcional para diferentes valores de η (zona sub-crítica)

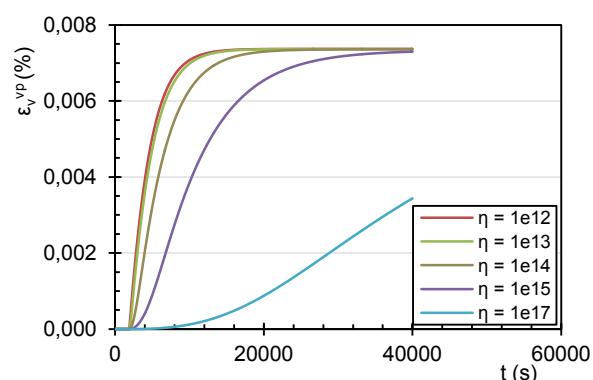


Figura 5.14 – Evolução da deformação volumétrica viscoplástica em função do tempo para diferentes valores de η (zona super-crítica)

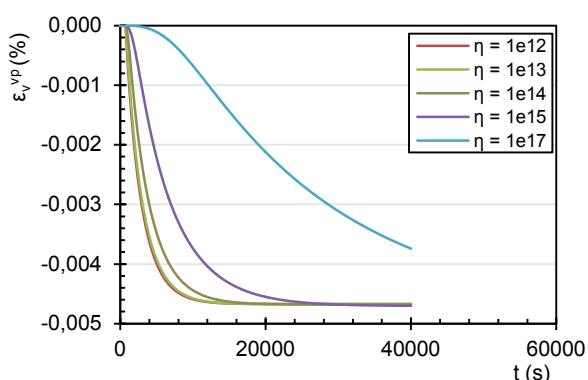


Figura 5.15 – Evolução da deformação volumétrica viscoplástica em função do tempo para diferentes valores de η (zona sub-crítica)

Os resultados mostram que para valores de η reduzidos a trajetória de tensões se aproxima da elastoplástica correspondente ao modelo independente do tempo e aumentando este coeficiente a resistência do material aumenta, tendendo para o comportamento elástico. Para o carregamento na zona super-crítica há amolecimento do material, geração de pressões intersticiais negativas e aumento de p' , desenvolvendo-se deformações viscoplásticas positivas tanto maiores quanto mais reduzido for η . Para o carregamento a partir da zona sub-crítica há endurecimento e o comportamento, quando se atinge a superfície de cedência é recíproco do anterior.

5.4 Análises numéricas em estado plano de deformação

5.4.1 Introdução

Para o estudo do comportamento de um túnel foram realizadas uma série de análises numéricas que se mostram em seguida. Foi estudada a resposta de um túnel em dois tipos de solos, o Solo A e o Solo B, cuja caracterização se baseou, respectivamente, em ensaios disponíveis na bibliografia para as Argilas dos Prazeres e as Argilas de Xabregas (Marques, 1998; Moitinho de Almeida, 1991; LNEC, 1997). Nas análises efectuadas procurou-se mostrar a influência da velocidade de construção

directamente através do tempo de relaxação das forças resultantes da escavação. Mostrou-se também a influência do parâmetro de viscosidade que caracteriza o comportamento dependente do tempo. Uma vez que não se dispôs de ensaios que permitissem determinar este parâmetro, fez-se variar η numa gama de valores em torno dos obtidos na Formação de Benfica (Vieira, 2006).

Nas análises numéricas realizadas, além de se mostrar a influência dos parâmetros referidos, estudou-se a influência da altura de recobrimento, a forma da secção transversal do túnel, do coeficiente de impulso em repouso e do parâmetro que controla a superfície de cedência na zona super-crítica.

A análise da resposta do maciço na envolvente ao túnel adoptando o modelo constitutivo elasto-viscoplástico para o terreno, admite, tal como já foi referido, que para as trajectórias de tensão localizadas no interior da superfície de cedência o comportamento do meio segue a lei elástica não linear do modelo de estados críticos, surgindo deformações viscoplásticas somente quando em determinado ponto é alcançada a superfície de cedência, sendo introduzido o efeito do tempo através da função $\Phi(f) = f$.

Nas análises efectuadas a escavação é simulada reduzindo gradual e linearmente até zero a pressão na fronteira do túnel ao longo de um número de etapas ditado pela velocidade de construção e pelo intervalo de tempo associado a cada etapa, de acordo com a sequência preconizada. A libertação gradual das forças permite minimizar os efeitos transitórios das reacções de natureza inercial que ocorreriam se a carga fosse libertada subitamente.

5.4.2 Condições iniciais

Geometria do problema

Para se estudar a influência das características geométricas, foram criadas quatro malhas que se distinguem por modelar um túnel de secção circular ou não circular, de 10 metros de diâmetro e com altura de recobrimento de 15 ou 30 metros, como ilustrado pelas Figura 5.16 a 5.19. A malha referente ao caso de recobrimento de 15 metros é constituída por 63x52 elementos quadrangulares envolvendo um domínio de 40 metros de altura e 80 metros de desenvolvimento, sendo o caso de recobrimento de 30 metros caracterizado por uma malha de 73x66 elementos quadrangulares, criando um domínio de 60 metros de altura e 120 metros de desenvolvimento. As malhas foram criadas tendo em consideração a necessidade de não gerar elementos demasiado esbeltos (rácio entre largura e altura de cada elemento superior a 5 ou inferior a 1/5) que, segundo Itasca (2000), podem gerar erros numéricos importantes. Foi criada uma zona de maior discretização em redor da fronteira do túnel, tendo o cuidado de efectuar transições suaves entre diferentes densidades de elementos na malha, por forma a minorar eventuais erros numéricos. O desenvolvimento lateral considerado para as duas hipóteses de recobrimento tem em vista uma boa definição da curva de subsidências à superfície. No caso da secção circular o revestimento primário é colocado em todo o contorno enquanto no caso da secção não circular o revestimento primário não é colocado na soleira.

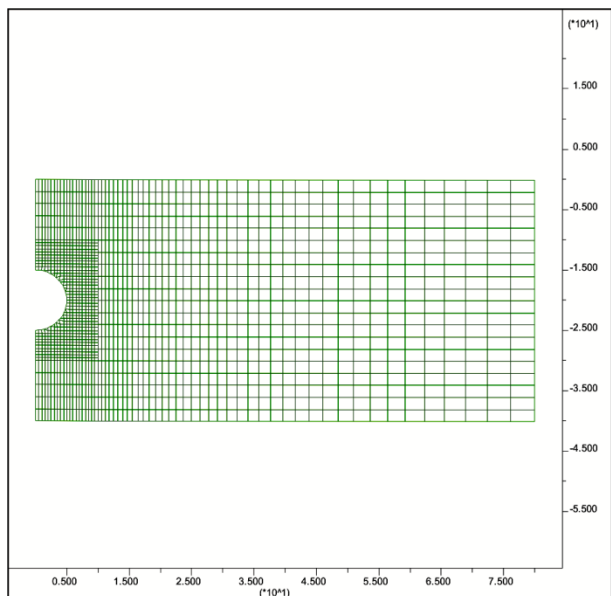


Figura 5.16 – Malha utilizada para a modelação de um túnel circular com 15 metros de recobrimento

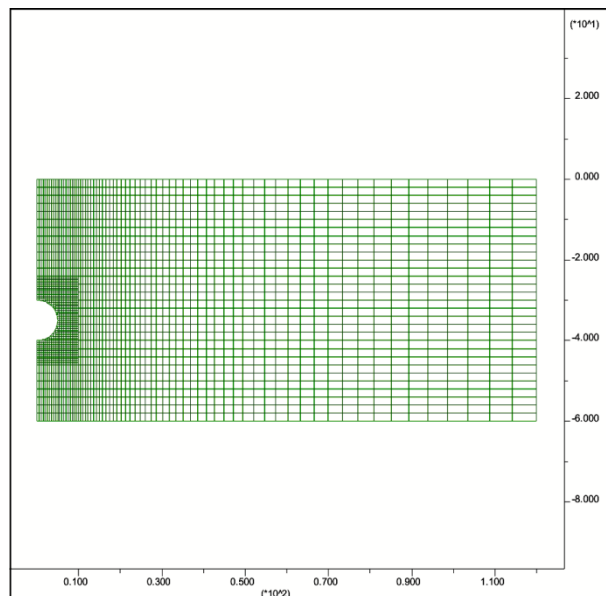


Figura 5.17 – Malha utilizada para a modelação de um túnel circular com 30 metros de recobrimento

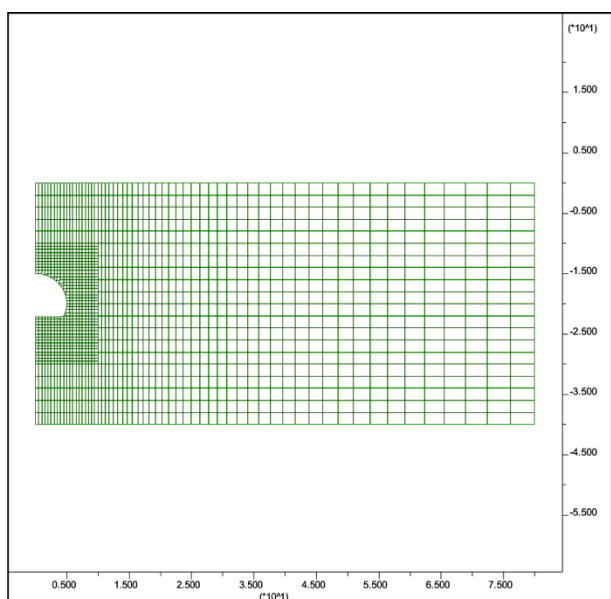


Figura 5.18 – Malha utilizada para a modelação de um túnel não-circular com 15 metros de recobrimento

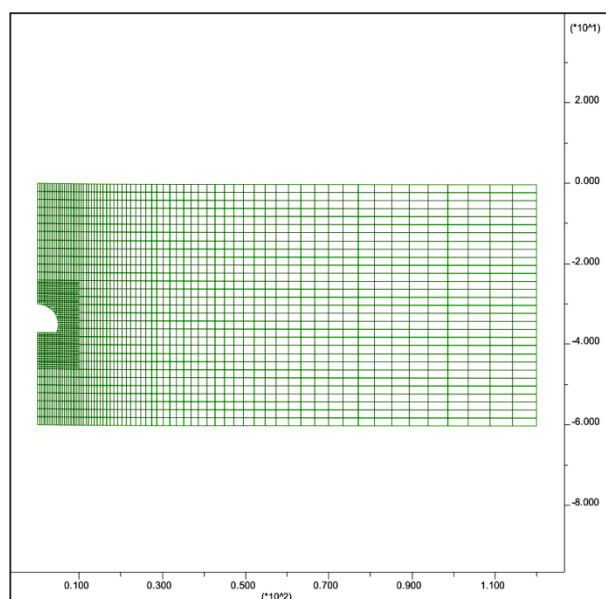


Figura 5.19 – Malha utilizada para a modelação de um túnel não-circular com 30 metros de recobrimento

Condições geológicas/geotécnicas

Como referido a caracterização dos dois tipos de solo estudados foi baseada em duas formações argilosas do Miocénico ocorrentes na cidade de Lisboa: as Argilas dos Prazeres e as Argilas de Xabregas. Na Figura 5.20 mostra-se as formações ocorrentes na cidade de Lisboa, identificando-se as duas formações referidas como M_I e M_{Via} , respectivamente.

Os parâmetros de compressibilidade necessários para a calibração do modelo foram obtidos de ensaios edométricos disponíveis na bibliografia (Marques, 1998; Moitinho de Almeida, 1991). O Solo

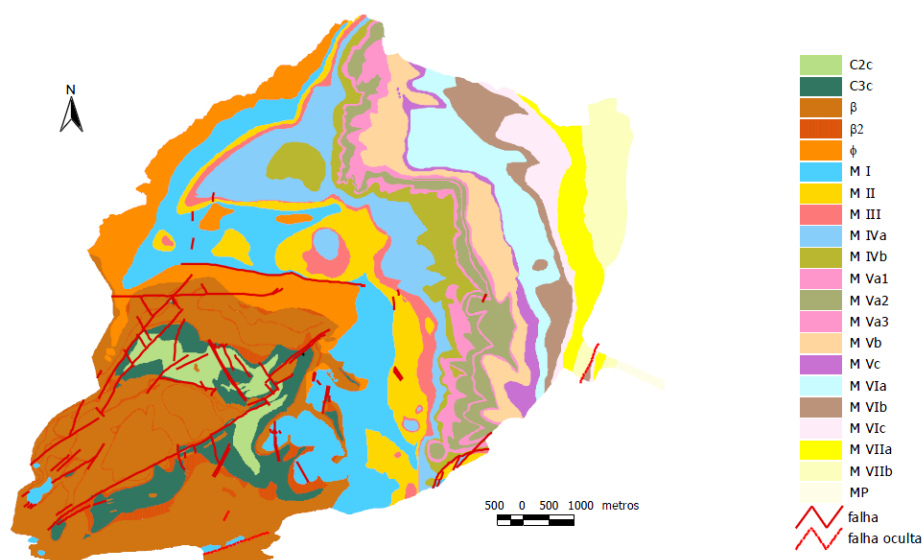


Figura 5.20 – Formações geológicas ocorrentes na cidade de Lisboa (Lopes, 2001)

A, baseado nas Argilas dos Prazeres, é um solo do Miocénico inferior considerado um solo rijo com grau de sobreconsolidação superior a 5. Por sua vez, o Solo B, baseado nas Argilas de Xabregas, é um solo do Miocénico superior com aproximadamente metade do valor tensão vertical de pré-consolidação considerado para o Solo A. Os parâmetros de base para os dois solos foram os seguintes: para o solo A e B o peso volúmico saturado é de $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$, o volume específico inicial $v_0 = 1,62$, o índice de recompressão $\kappa = 0,024$ e $0,02$, o índice de compressibilidade isotrópica $\lambda = 0,122$ e $0,1$ e a tensão efectiva vertical de pré-consolidação $\sigma'_{vp} = 1300$ e 900 kPa para o solo A e B respectivamente.

Não foram encontrados valores para o coeficiente de viscosidade para os dois solos estudados, pelo que se fez variar este parâmetro entre 10^{14} e $10^{16} \text{ kPa}^2\text{s}$. No que se refere ao parâmetro L , que define a forma da superfície de cedência na zona super-crítica, foi fixado um valor de $L = 0,5$.

Quadro 5.1 – Parâmetros do modelo

	Solo A	Solo B
$\gamma_{sat} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	20	
M	1,05	
v_0	1,62	
κ	0,024	0,02
λ	0,122	0,1
$\sigma'_{vp} \text{ (kPa)}$	1300	900

Estado de tensão inicial

De acordo com Marques (1998), para as Argilas dos Prazeres, o coeficiente de impulso em repouso, K_0^{SC} (referido posteriormente por K_0), estimado a partir dos resultados dos ensaios edométricos, nomeadamente do valor do grau de sobreconsolidação, OCR, apresenta uma gama de valores que se situam entre 0,74 e 1,29. Para o coeficiente de impulso em repouso para o solo normalmente consolidado, K_0^{NC} , definido em função do índice de plasticidade ou em função do ângulo de atrito do solo, são obtidos valores que se situam entre 0,38 e 0,52. Uma vez que não foi possível encontrar na bibliografia valores para o coeficiente de impulso em repouso para as Argilas de Xabregas, adopta-se tanto para o Solo A como para o Solo B o valor de 0,45 para o K_0^{NC} , e para o estudo da influência do K_0^{SC} adoptam-se os valores de 0,7, 1 e 1,3.

De modo a reproduzir aproximadamente o grau de sobreconsolidação em profundidade, foram utilizados os dois ensaios edométricos em que se baseou a fixação da tensão vertical de pré-consolidação. Assim, foi calculada a diferença entre esta tensão e a tensão efectiva vertical *in situ* e definido assim um excesso de tensão que corresponderá à altura de terras que já se terão encontrado acima do terreno (responsável pela sobreconsolidação). Este excesso de tensão vertical serve de base ao cálculo da tensão média adicional ao longo de todo o estrato de acordo com a expressão:

$$p_{c0} = \frac{(\sigma'_{vp} + 2 \times K_0^{NC} \times \sigma'_{vp})}{3} \quad (5.1)$$

Deste modo é alcançado em profundidade um zonamento do terreno em termos de tensão de pré-consolidação e uma diminuição do grau de sobreconsolidação em profundidade (Figura 5.21).

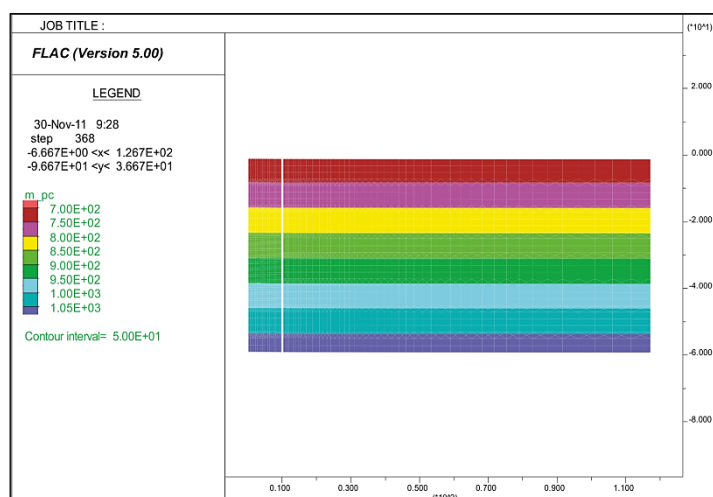


Figura 5.21 – Zonamento em profundidade da tensão média de pré-consolidação

Fases de cálculo e definição da velocidade de construção

A sequência de construção do túnel foi simulada através do método da convergência-confinamento. A malha criada incorpora a abertura correspondente à secção do túnel, sendo que na fronteira do mesmo é aplicado o estado de tensão equivalente do maciço em repouso. De forma a simular a escavação, as tensões aplicadas na fronteira do túnel são reduzidas até ao nível equivalente ao grau de desconfinamento definido de 50%. A fase seguinte incorpora a colocação da estrutura de suporte e subsequente alívio do restante nível de tensões resultantes do processo de escavação.

A velocidade de construção é considerada através do conceito de influência da frente de escavação anteriormente referido em 2.3. Assim, considerando a zona de influência da frente com comprimento igual a duas vezes o diâmetro do túnel, e considerando, por exemplo, uma velocidade de construção de 1,5 m/dia, serão necessários 13,3 dias para se proceder ao alívio total das tensões. O estudo da influência da velocidade de construção tomará valores considerados correntes para túneis construídos pelo método NATM (*New Austrian Tunneling Method*): 0,75 m/dia, 1,5 m/dia e 3 m/dia.

O modelo escolhido para a estrutura de suporte a ser aplicada pelo programa é específico para a reprodução do comportamento de suportes provisórios de betão projectado, adoptando as seguintes características: $E = 10 \text{ GPa}$, $\nu = 0,2$ e espessura de 20 centímetros.

A simulação da construção do túnel vai envolver o seguinte faseamento construtivo:

- Fase 0 – estabelecimento do estado de tensão inicial introduzindo o efeito da gravidade, o coeficiente de impulso em repouso K_0 e o nível freático à superfície; inicialização dos deslocamentos;
- Fase 1 – alívio das tensões resultantes da escavação até ao estado de tensão correspondente ao coeficiente de desconfinamento estabelecido;
- Fase 2 – colocação do suporte provisório de betão projectado e libertação das restantes tensões resultantes da escavação;
- Fase 3 – fase de fluência correspondente ao comportamento de longo prazo.

Programa de análises numéricas

Considerou-se o caso base caracterizado por uma velocidade de construção de 1,5 m/dia, coeficiente de impulso em repouso K_0 de 0,7. Para os quatro casos resultantes da combinação entre geometrias e recobrimentos admitidos para os ensaios, a primeira e segunda séries têm como objectivo observar a influência do coeficiente de viscosidade na resposta do maciço. Por sua vez, para a terceira e quarta séries pretende-se avaliar a influência da velocidade de construção. Por último, na quinta série, para a secção não circular, avalia-se a influência do coeficiente de impulso em repouso. Apresenta-se seguidamente o quadro resumo das análises numéricas programadas.

Quadro 5.2 – Matriz de análises numéricas programadas

Série	v (m/dia)	K_0	Geometria	Recobrimento ¹ (m)	Solo	η (kPa ² s)
S1	1,5	0,7	Circular	15, 30	A, B	10^{14} , 10^{15} , 10^{16}
S2	1,5	0,7	Não circular	15, 30	A, B	10^{14} , 10^{15} , 10^{16}
S3	0,75, 1,5, 3,0	0,7	Não circular	15, 30	A,B	10^{14} , 10^{15}
S4	0,75, 1,5, 3,0	0,7	Circular	15, 30	A, B	10^{16}
S5	0,75, 1,5, 3,0	0,7, 1,0, 1,3	Não circular	15, 30	A, B	10^{15}

¹ Para distinção dos ensaios efectuados com recobrimento de 15 metros e 30 metros serão adicionados ao número da serie os índices a e b, respectivamente.

5.4.3 Simulações numéricas para um túnel circular

Influência do coeficiente de viscosidade

Nas Figuras 5.22 e 5.23 mostra-se a evolução das convergências horizontais ao longo do tempo para os três coeficientes de viscosidade e para os dois terrenos estudados. Nas Figuras 5.24 e 5.25 mostra-se a mesma representação para as convergências verticais.

As zonas plastificadas em redor do túnel (onde há comportamento dependente do tempo de acordo com o modelo utilizado) mostram-se nas Figuras 5.26 e 5.27, para dois coeficientes de viscosidade. O sombreado azul representa zonas que já estiveram em comportamento viscoplástico mas que se encontram em comportamento elástico e a verde são zonas que permanecem em regime viscoplástico.

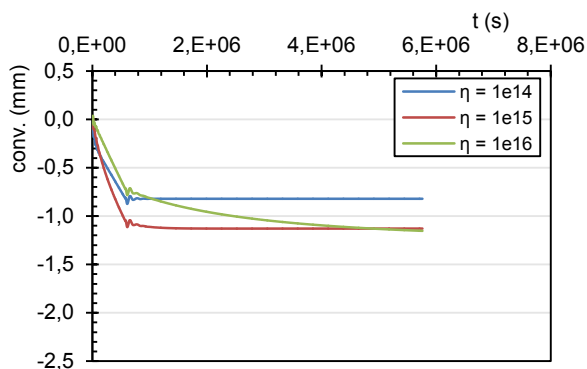


Figura 5.22 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três valores de η (S1a)

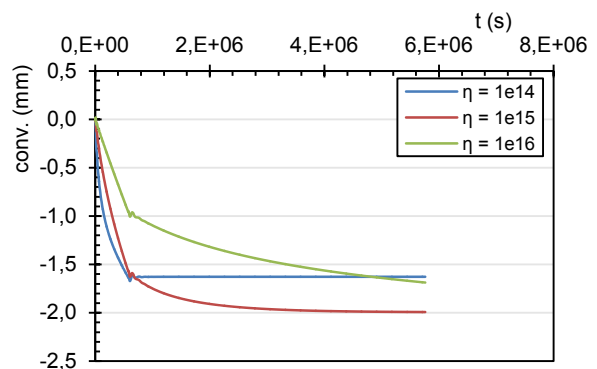


Figura 5.23 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três valores de η (S1a)

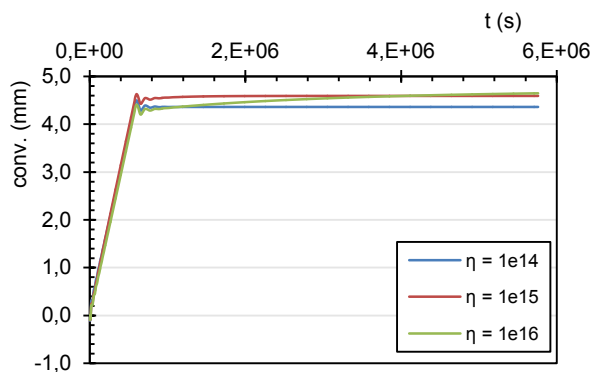


Figura 5.24 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A e três valores de η (S1a)

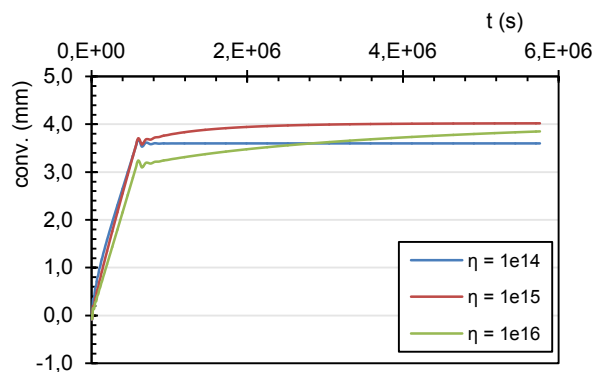


Figura 5.25 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B e três valores de η (S1a)

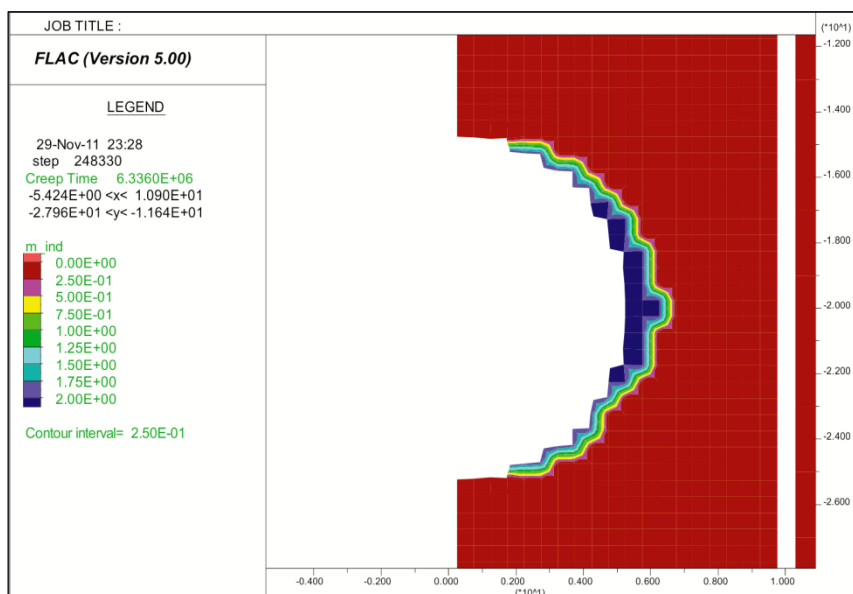


Figura 5.26 – Zonas de plastificação para túnel circular com recobrimento de 15 metros e $\eta = 10^{14}$ (Solo A)

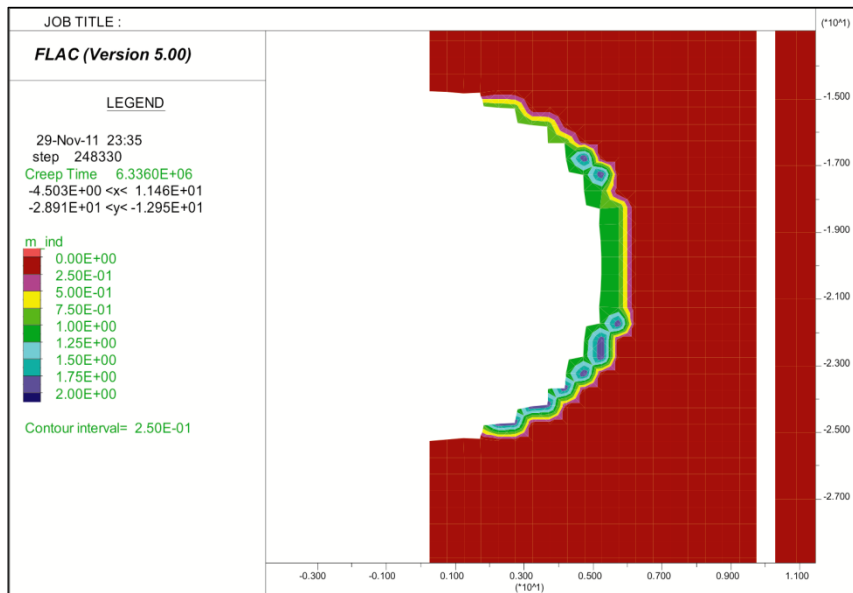


Figura 5.27 – Zonas de plastificação para túnel circular com recobrimento de 15 metros e $\eta=10^{16}$ (Solo A)

No que se refere às convergências horizontais verifica-se que há dependência do tempo na fase de construção e, para o caso dos valores de η superiores, há inicialmente menos convergências mas continuam a desenvolver-se ao longo da fase de fluência. Este efeito é mais expressivo no solo B porque apresenta uma tensão de pré-consolidação inferior. No tecto, praticamente não dão manifestações do efeito do tempo porque não ocorrem plastificações nessa zona.

A representação das zonas de plastificação mostra a zona dos hasteais com plastificações não muito expressivas. Para $\eta=10^{14} \text{ kPa}^2\text{s}$ o terreno já voltou ao regime elástico e independente do tempo por oposição ao que acontece para $\eta=10^{16} \text{ kPa}^2\text{s}$.

Nas Figuras 5.28 e 5.29 mostra-se, para os casos referidos, a bacia de subsidências à superfície. Consta-se que para o caso do solo A, devido à mais elevada tensão de pré-consolidação, o efeito da viscosidade é pouco significativo.

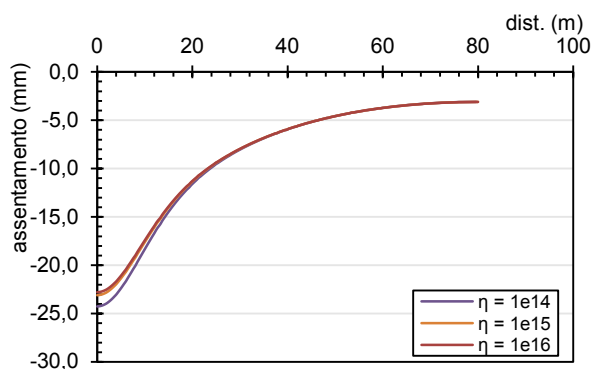


Figura 5.28 – Perfil de subsidência para o solo A e três valores de η (S1a)

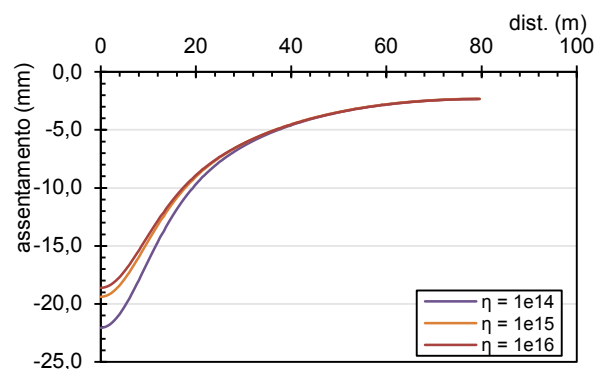


Figura 5.29 – Perfil de subsidência para o solo B e três valores de η (S1a)

Para o caso do túnel circular com 30 metros de recobrimento, mostra-se nas Figuras 5.30 a 5.37, as mesmas representações que as anteriores.

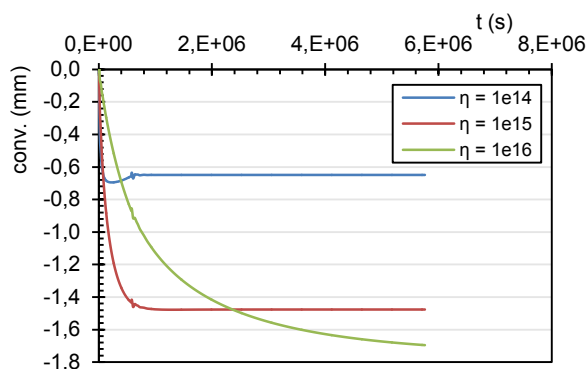


Figura 5.30 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três valores de η (S1b)

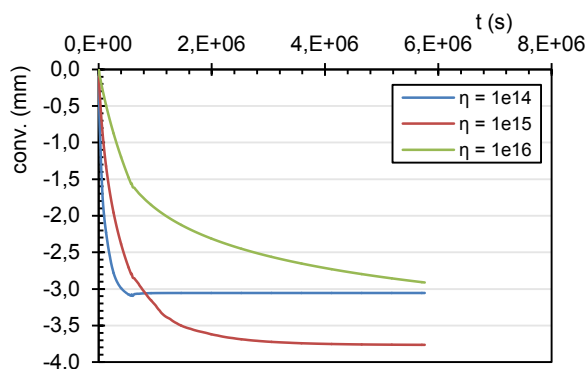


Figura 5.31 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três valores de η (S1b)

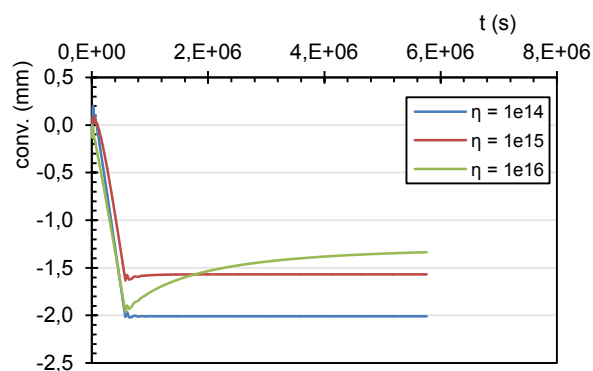


Figura 5.32 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A e três valores de η (S1b)

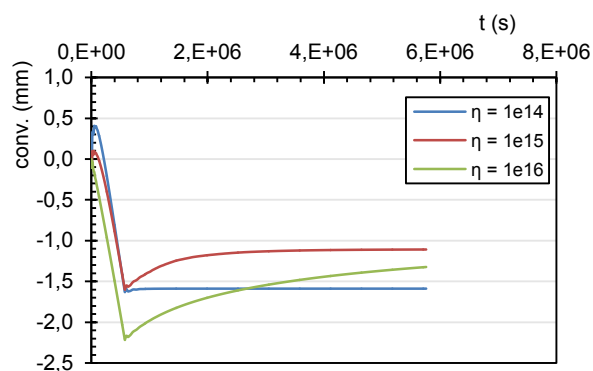


Figura 5.33 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B e três valores de η (S1b)

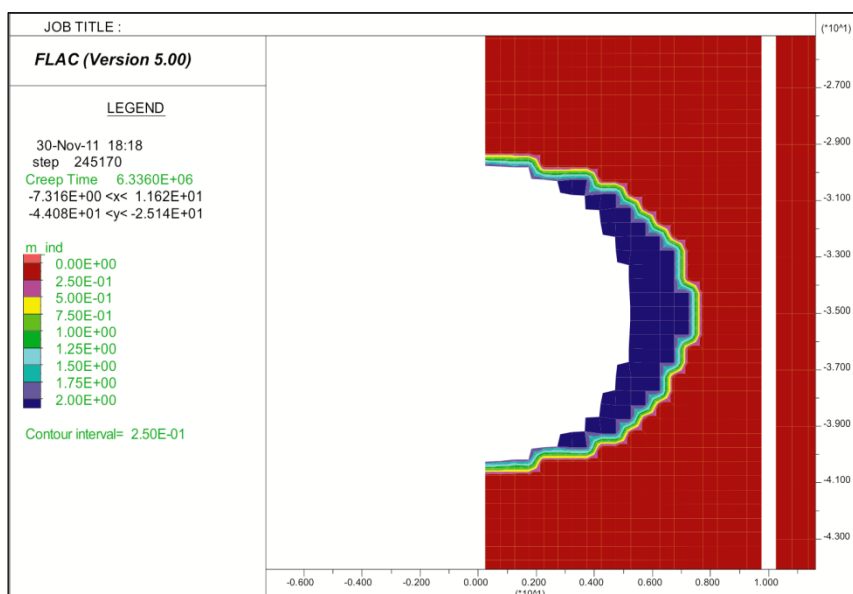


Figura 5.34 – Zonas de plastificação para túnel circular com recobrimento de 30 metros e $\eta = 10^{14}$ (Solo A)

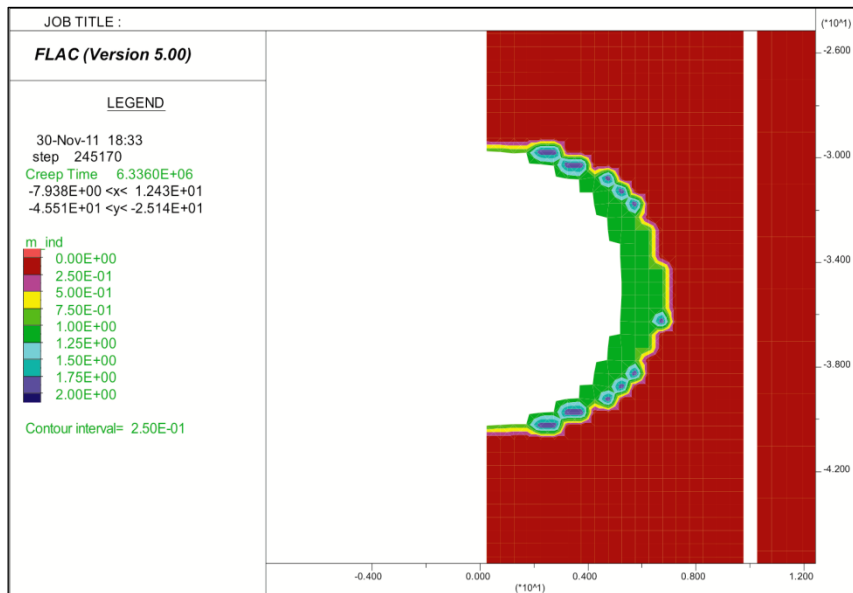


Figura 5.35 – Zonas de plastificação para túnel circular com recobrimento de 30 metros e $\eta=10^{16}$ (Solo A)

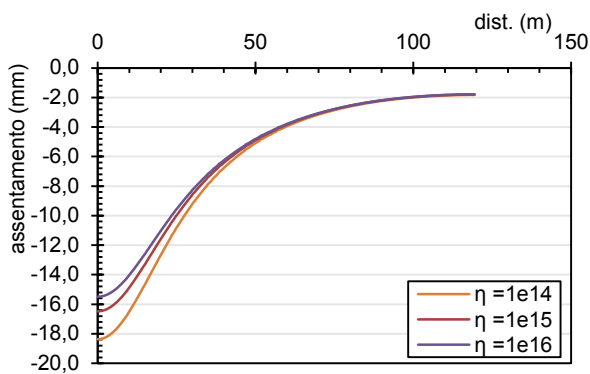


Figura 5.36 – Perfil de subsidência para o solo A e três valores de η (S1b)

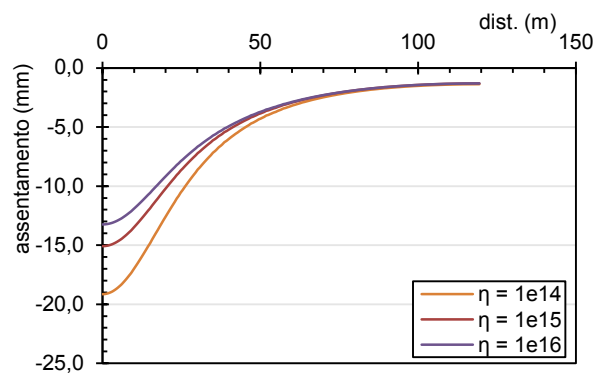


Figura 5.37 – Perfil de subsidência para o solo B e três valores de η (S1b)

Em termos gerais, as conclusões são as mesmas que as anteriores, ou seja, o aumento da viscosidade tem o efeito de “atrasar” as deformações, sendo estas inferiores na fase da construção e prolongando-se na fase de fluência. Este efeito é, no entanto, mais expressivo, o que se deve ao aumento da zona plastificada em redor do túnel. Neste caso já há influência do tempo nas convergências verticais. As diferenças nas subsidências são também mais evidentes.

Influência da velocidade de construção

Para o caso de túnel circular com 15 metros de recobrimento fez-se variar a velocidade de construção fixando o parâmetro de viscosidade $\eta=10^{16} \text{ kPa}^2\text{s}$. Nas Figuras 5.38 e 5.39 mostra-se a evolução das convergências horizontais para os dois terrenos e nas Figuras 5.40 e 5.41 as subsidências à superfície. Foram também efectuadas análises para o recobrimento de 30 metros, tendo sido obtidos resultados semelhantes.

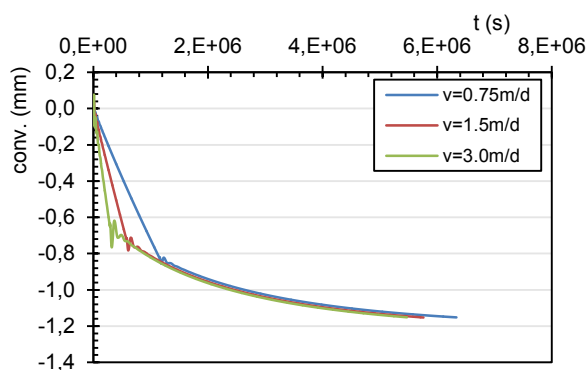


Figura 5.38 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três velocidades de construção (S4a)

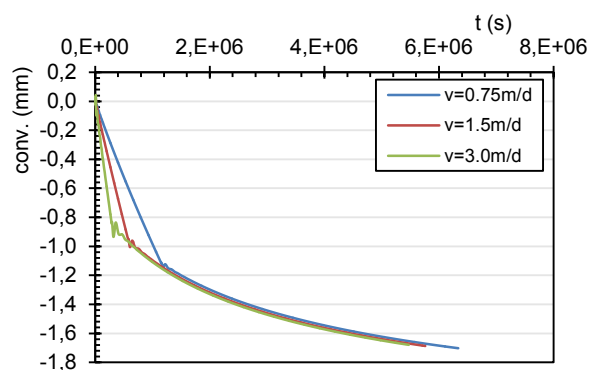


Figura 5.39 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três velocidades de construção (S4a)

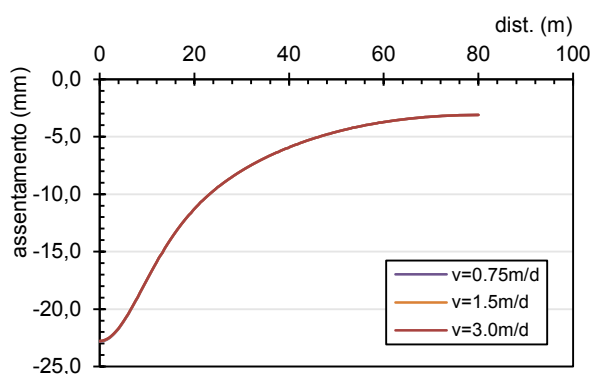


Figura 5.40 – Perfil de subsidência para o solo A e três velocidades de construção (S4a)

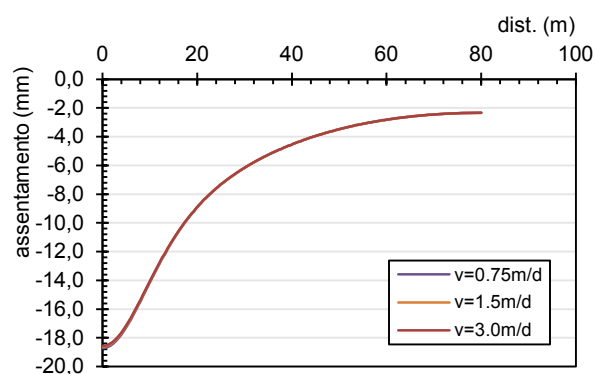


Figura 5.41 – Perfil de subsidência para o solo B e três velocidades de construção (S4a)

Verifica-se que o efeito da velocidade de construção é pouco significativo e só é sentido na fase de libertações de tensões consequência directa da diferente taxa a que se dá a libertação de tensões.

5.4.4 Simulações numéricas para um túnel não circular

Influência do coeficiente de viscosidade

Foram efectuadas análises para o caso de túnel com secção não circular fazendo variar o coeficiente de viscosidade para os dois recobrimentos. Os resultados para o recobrimento de 15 metros para os dois tipos de terreno mostram-se nas Figuras 5.42 e 5.43 (convergências horizontais), nas Figuras 5.44 e 5.45 (convergências verticais) e nas Figuras 5.46 e 5.47 as curvas de subsidência.

Nas Figuras 5.48 a 5.55 mostram-se as mesmas representações para o recobrimento mais elevado e ainda as zonas em regime viscoplástico em redor da abertura.

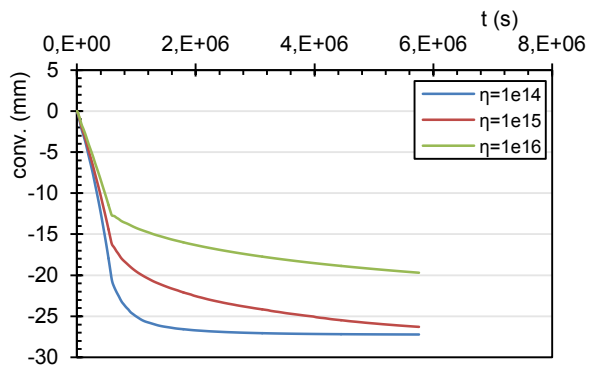


Figura 5.42 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três valores de η (S2a)

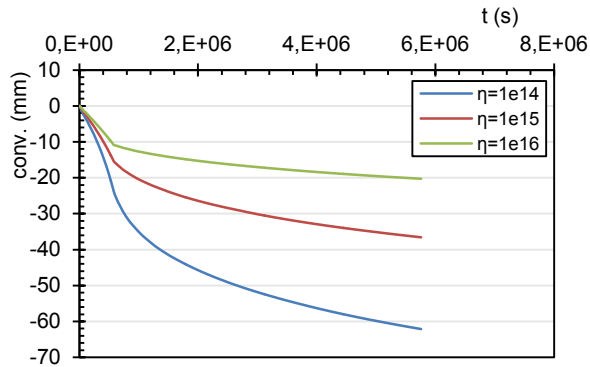


Figura 5.43 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três valores de η (S2a)

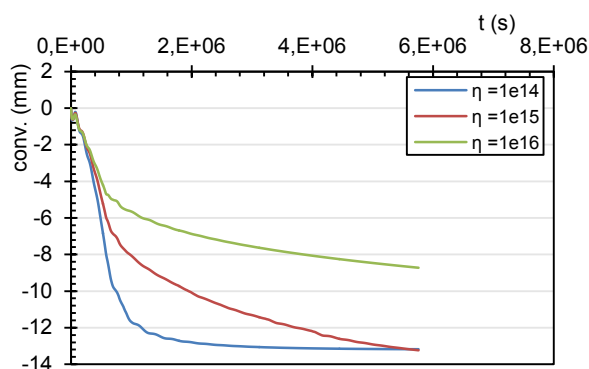


Figura 5.44 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A e três valores de η (S2a)

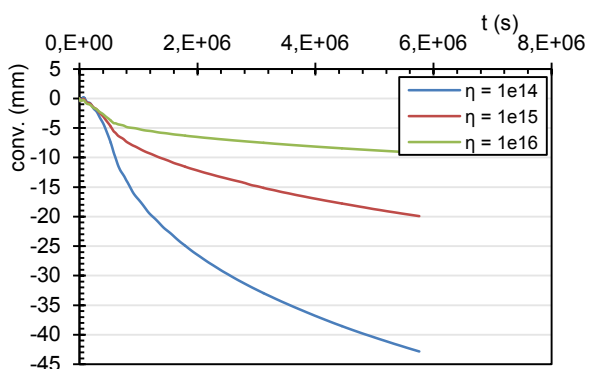


Figura 5.45 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B e três valores de η (S2a)

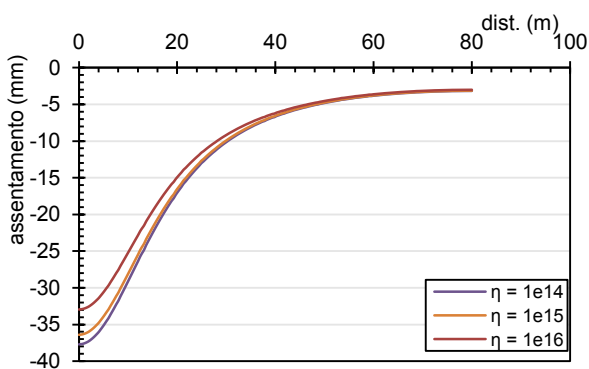


Figura 5.46 – Perfil de subsidência para o solo A e três valores de η (S2a)

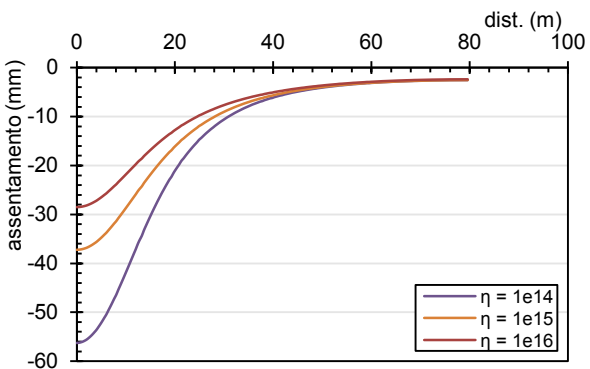


Figura 5.47 – Perfil de subsidência para o solo B e três valores de η (S2a)

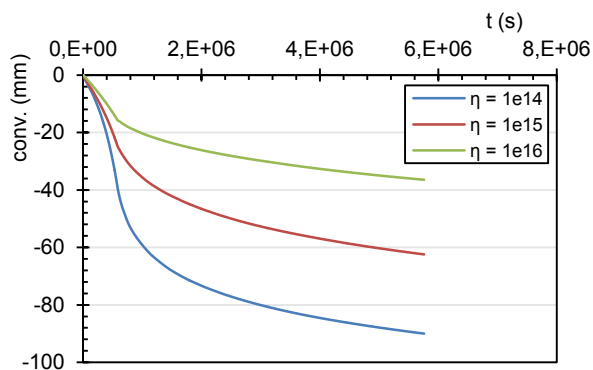


Figura 5.48 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três valores de η (S2b)

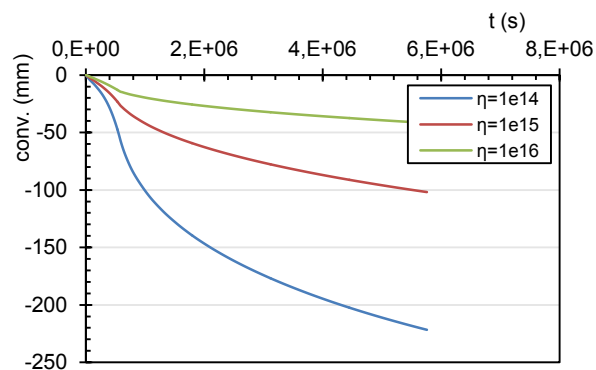


Figura 5.49 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três valores de η (S2b)

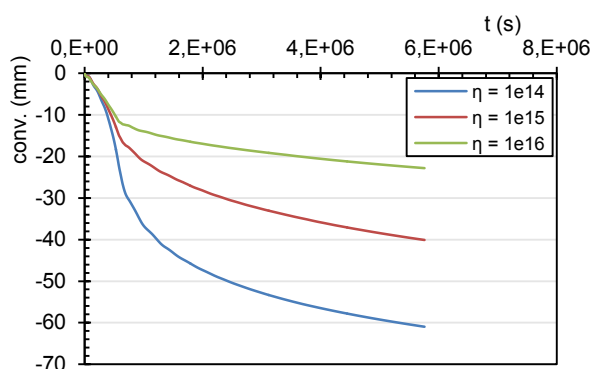


Figura 5.50 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A e três valores de η (S2b)

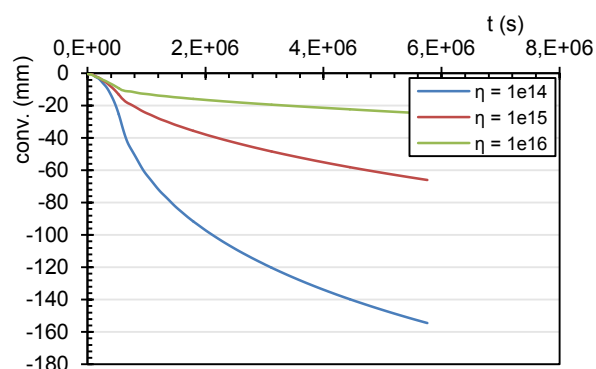


Figura 5.51 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B e três valores de η (S2b)

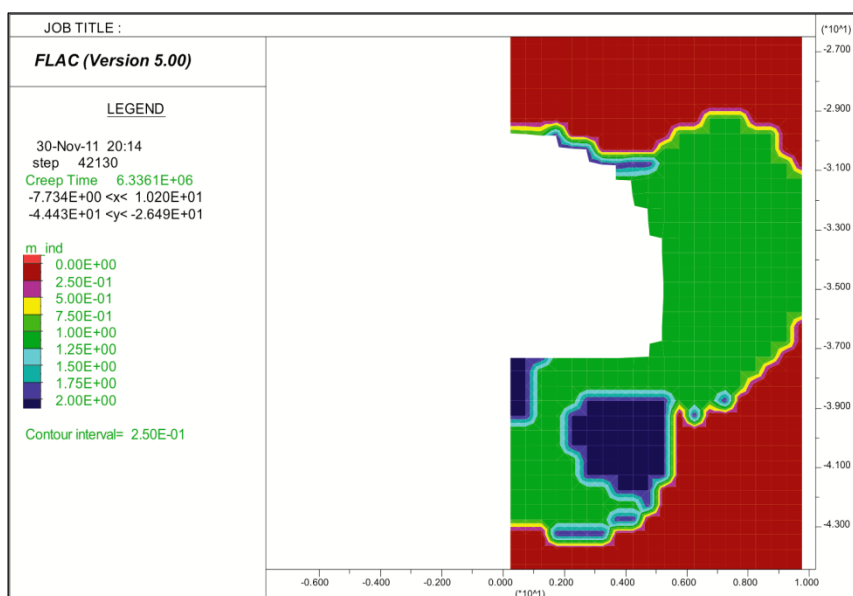


Figura 5.52 – Zonas de plastificação para túnel não-circular com recobrimento de 30 metros e $\eta=10^{14}$ (Solo A)

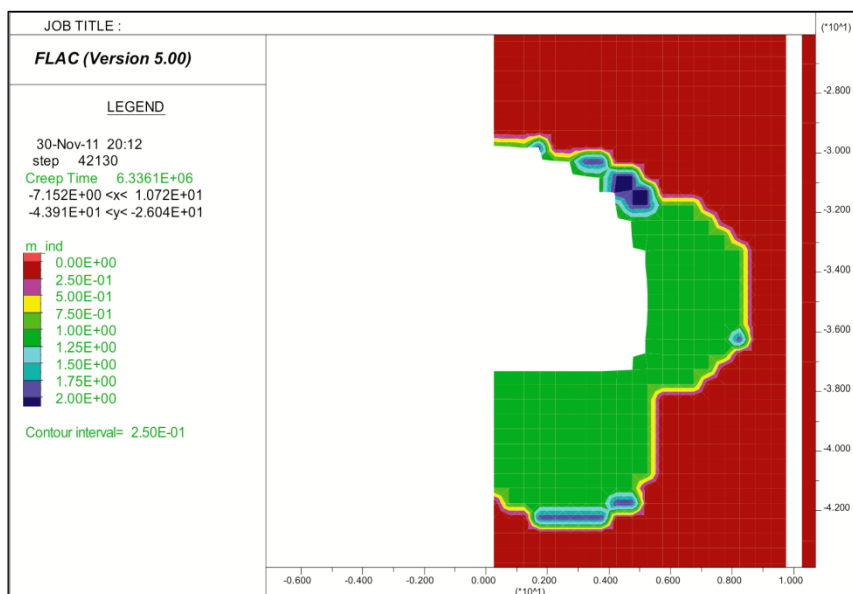


Figura 5.53 – Zonas de plastificação para túnel não-circular com recobrimento de 30 metros e $\eta=10^{16}$ (Solo A)

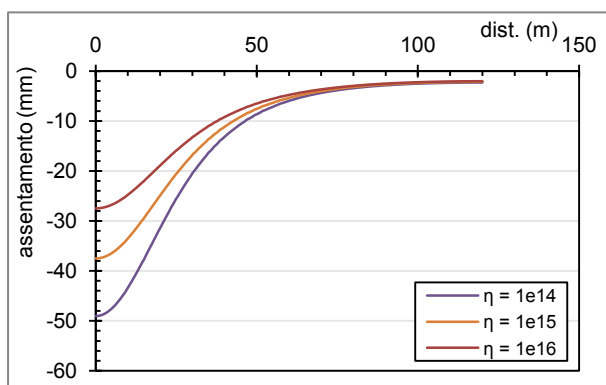


Figura 5.54 – Perfil de subsidência para o solo A e três valores de η (S2b)

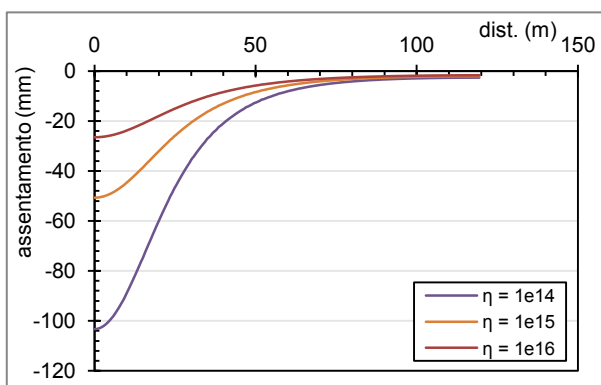


Figura 5.55 – Perfil de subsidência para o solo B e três valores de η (S2b)

Tal como seria de esperar as convergências são muito superiores às obtidas no caso de túnel com secção circular. Em todos os casos as deformações continuam a processar-se após a libertação total do estado de tensão. Os coeficientes de viscosidade mais reduzidos resultam em deformações muito superiores (maior parcela viscoplástica), porque as zonas em cedência são nestes casos muito extensas como se pode verificar. As diferenças de resultados entre os dois tipos de terreno são mais pronunciadas, assim como as diferenças devidas aos dois recobrimentos. A grandeza dos deslocamentos em alguns casos seria intolerável pelo que se teria de recorrer a outro tipo de suporte ou pré-suporte para que se alcançassem níveis de deformações aceitáveis. A influência da viscosidade é também muito pronunciada. De notar também o efeito na curva de subsidências, designadamente em termos de assentamento máximo.

Influência da velocidade de construção

A influência da velocidade de construção mostra-se nas Figuras 5.56 e 5.57 para as convergências horizontais, nas Figuras 5.58 e 5.59 para as convergências verticais e nas Figuras 5.60 e 5.61 para os deslocamentos verticais à superfície. Mostram-se apenas os resultados referentes ao caso de

recobrimento de 15 metros, dado que os referentes a 30 metros de recobrimento são qualitativamente semelhantes.

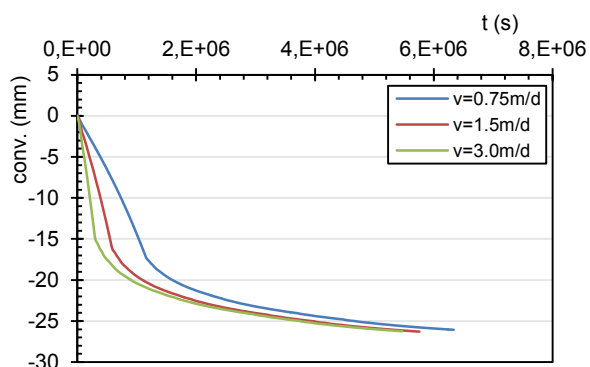


Figura 5.56 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três velocidades de construção (S3a)

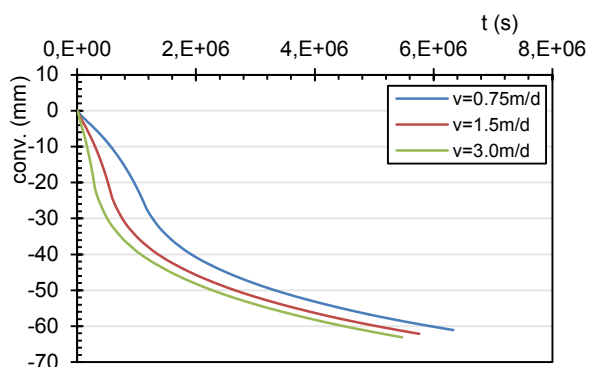


Figura 5.57 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três velocidades de construção (S3a)

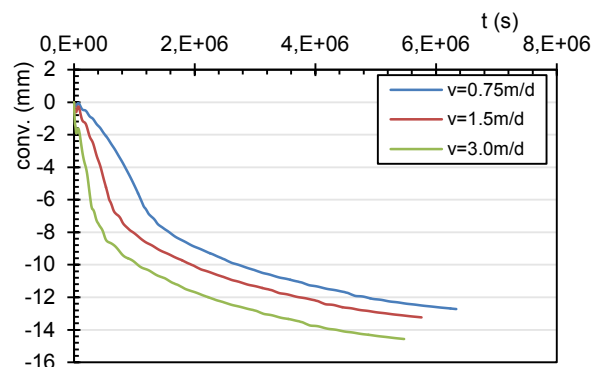


Figura 5.58 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A e três velocidades de construção (S3a)

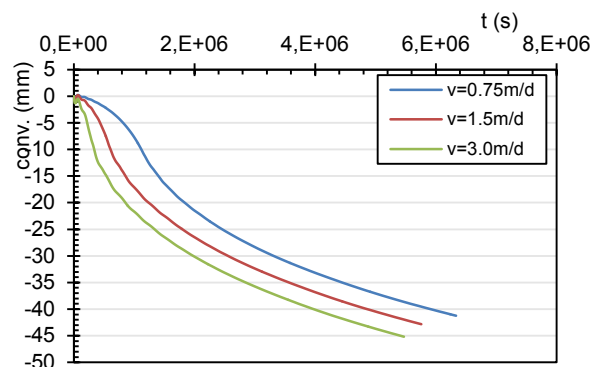


Figura 5.59 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B e três velocidades de construção (S3a)

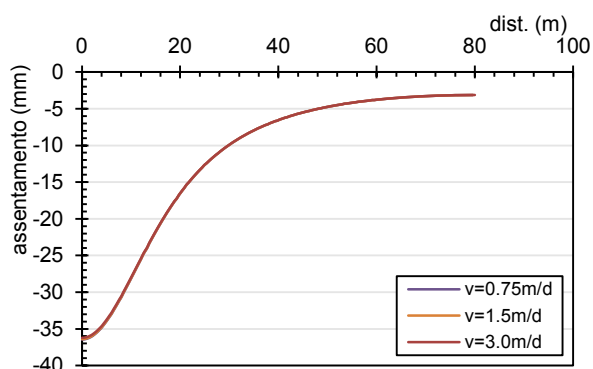


Figura 5.60 – Perfil de subsidência para o solo A e três velocidades de construção (S3a)

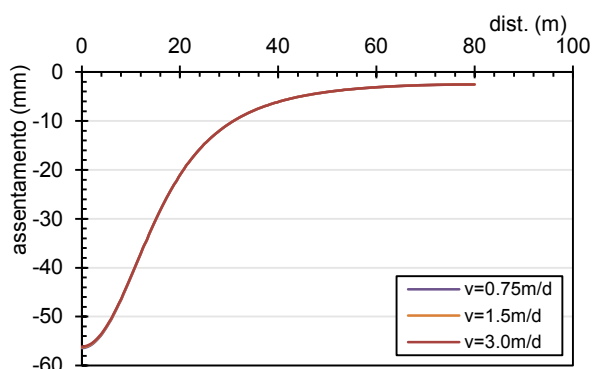


Figura 5.61 – Perfil de subsidência para o solo B e três velocidades de construção (S3a)

Consta-se que, ao contrário do que sucedeu para o caso de túnel circular, há uma influência da velocidade de construção para as deformações em redor do túnel. Este efeito não é, porém, muito

significativo para o caso do coeficiente de viscosidade fixado. À superfície este efeito não se manifesta.

Influência do coeficiente de impulso em repouso

Fixado o coeficiente de viscosidade em $\eta=10^{15} \text{ kPa}^2\text{s}$ para o caso de túnel em solo A com recobrimento de 30 metros e túnel em solo B com recobrimento de 15 metros, analisou-se a influência do coeficiente de impulso em repouso na resposta do túnel não circular. Nas Figuras 5.62 a 5.65 mostra-se a evolução das convergências horizontais e verticais para os dois tipos de terreno e nas Figuras 5.66 e 5.67 o efeito à superfície.

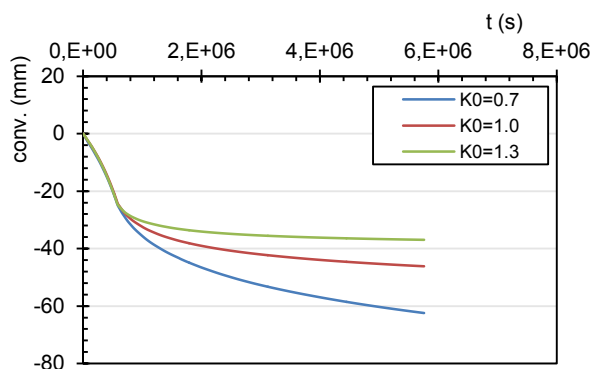


Figura 5.62 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A e três valores de K_0 (S5b)

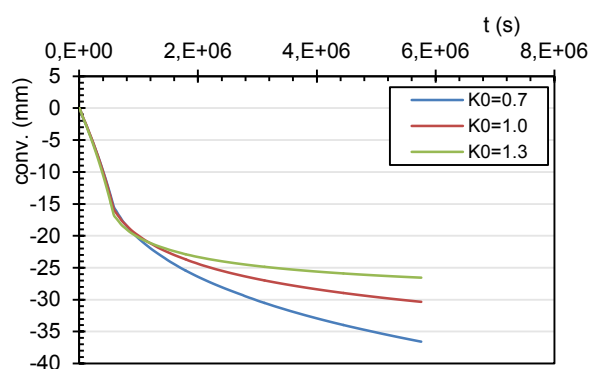


Figura 5.63 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B e três valores de K_0 (S5a)

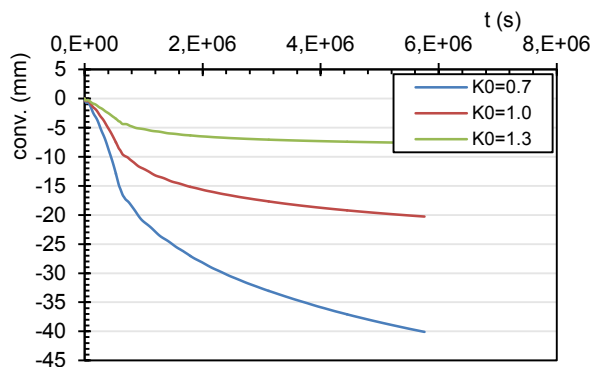


Figura 5.64 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A e três valores de K_0 (S5b)

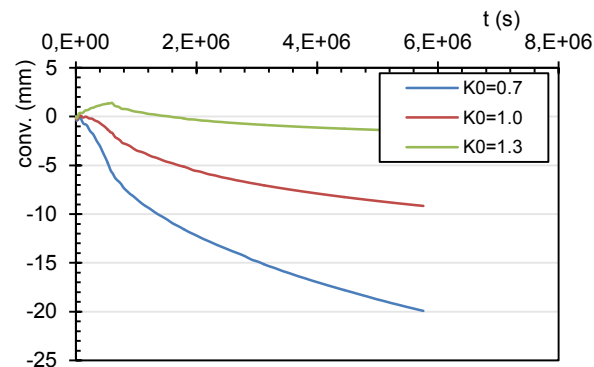


Figura 5.65 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B e três valores de K_0 (S5a)

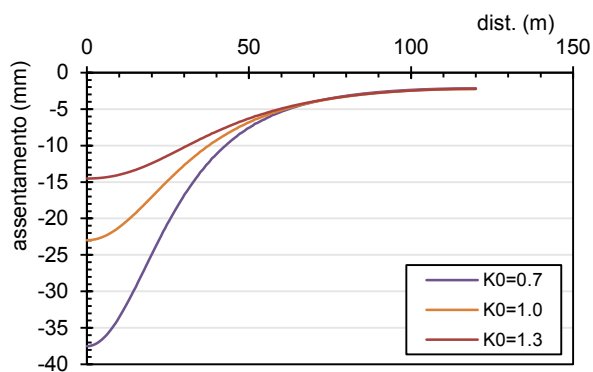


Figura 5.66 – Perfil de subsidência para o solo A e três valores de K_0 (S5b)

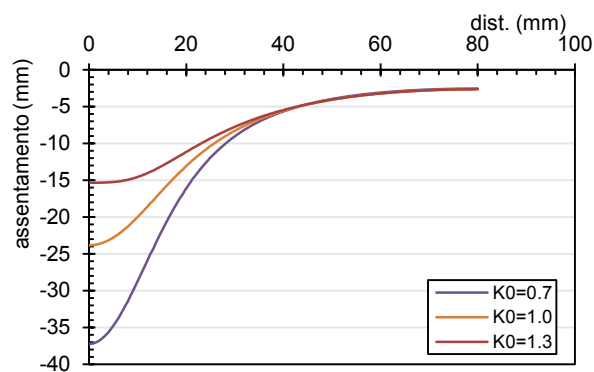


Figura 5.67 – Perfil de subsidência para o solo B e três valores de K_0 (S5a)

A influência do coeficiente de impulso em repouso é evidente nas deformações ao longo do tempo, o que se deve à ocorrência de diferentes zonas em cedência, em princípio mais desenvolvidas no tecto e na soleira, daí o maior efeito nas convergências verticais.

O efeito da velocidade de construção manifesta-se nos dois tipos de terreno nas convergências horizontais e verticais como se mostra nas Figuras 5.68 a 5.71.

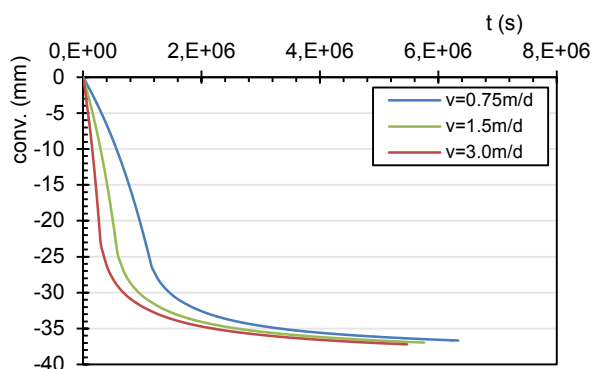


Figura 5.68 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo A, $K_0 = 1,3$ e três velocidades de construção (S5b)

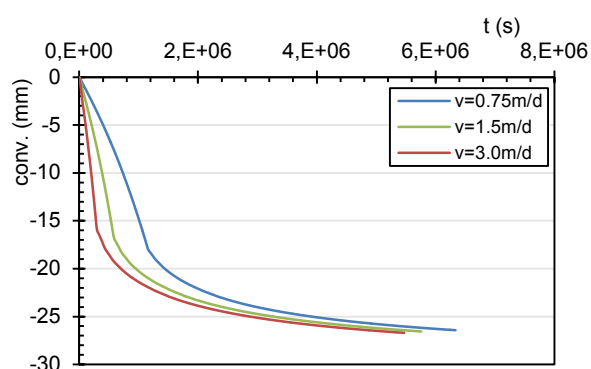


Figura 5.69 – Evolução das convergências horizontais com o tempo para o solo B, $K_0 = 1,3$ e três velocidades de construção (S5a)

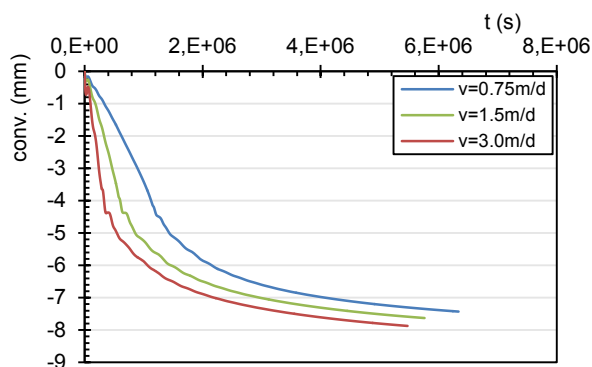


Figura 5.70 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo A, $K_0 = 1,3$ e três velocidades de construção (S5b)

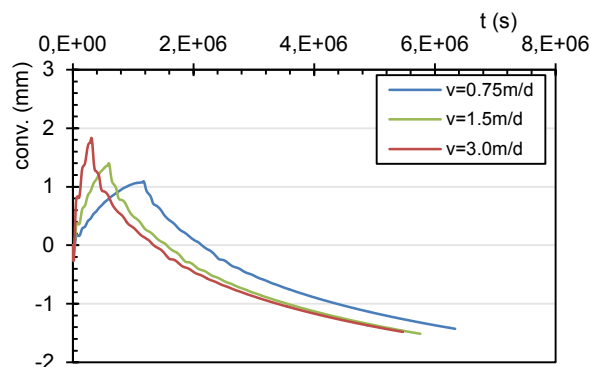


Figura 5.71 – Evolução das convergências verticais com o tempo para o solo B, $K_0 = 1,3$ e três velocidades de construção (S5a)

5.4.5 Efeitos à superfície

No caso de túnel com secção não circular observou-se em todos os casos analisados um efeito dependente do tempo, ou seja, as deformações continuaram a processar-se após a relaxação da totalidade das tensões devidas à escavação. Este facto deveu-se à ocorrência de zonas em cedência em redor do túnel e consequente comportamento viscoplástico. No decurso do período de fluência as deformações continuaram a processar-se e provocaram também uma alteração ao longo do tempo dos assentamentos à superfície, mostrando-se em seguida para alguns casos (Figuras 5.72 a 5.91) os resultados das curvas de subsidência após a relaxação total das tensões e no fim do período de fluência. Esta diferença é tanto mais expressiva quanto maiores são as zonas em cedência e resulta ao longo do tempo em assentamentos máximos mais elevados sobre o eixo do túnel e em curvas de subsidência mais estreitas.

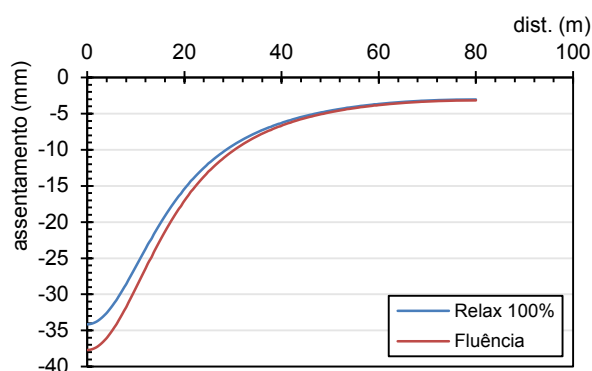


Figura 5.72 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $\eta = 10^{14}$ (S2a)

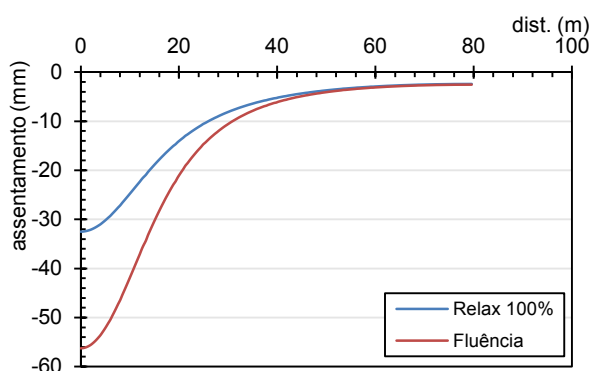


Figura 5.73 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $\eta = 10^{14}$ (S2a)

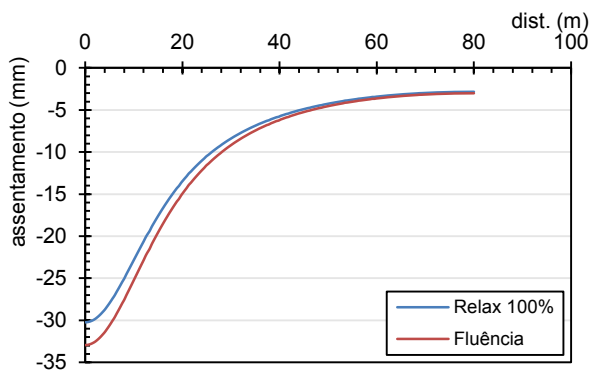


Figura 5.74 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $\eta=10^{16}$ (S2a)

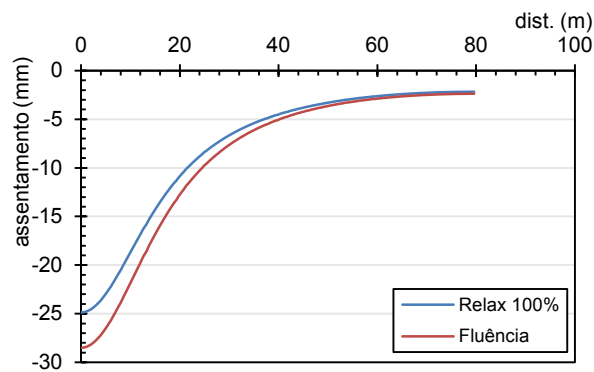


Figura 5.75 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $\eta=10^{16}$ (S2a)

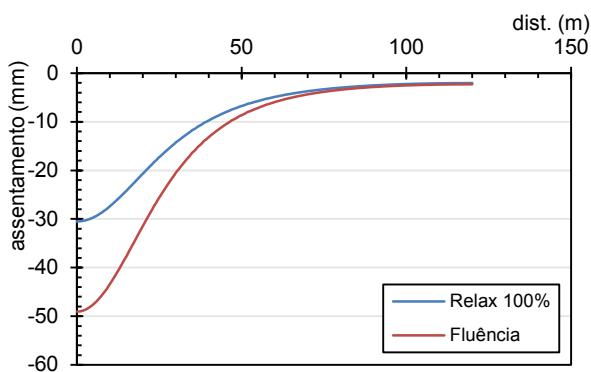


Figura 5.76 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $\eta=10^{14}$ (S2b)

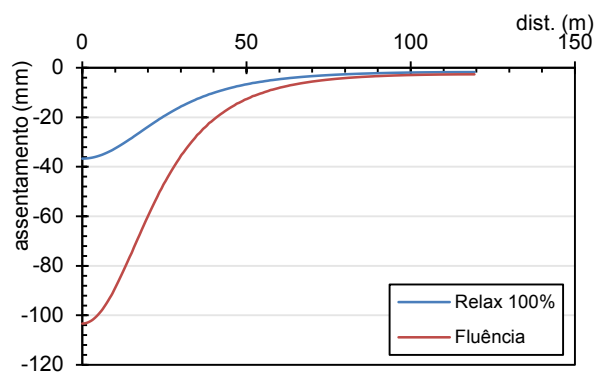


Figura 5.77 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $\eta=10^{14}$ (S2b)

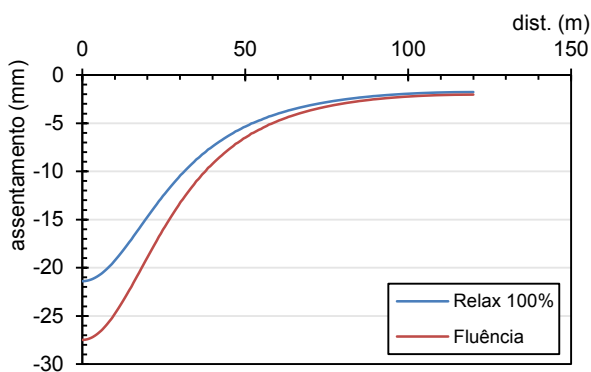


Figura 5.78 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $\eta=10^{16}$ (S2b)

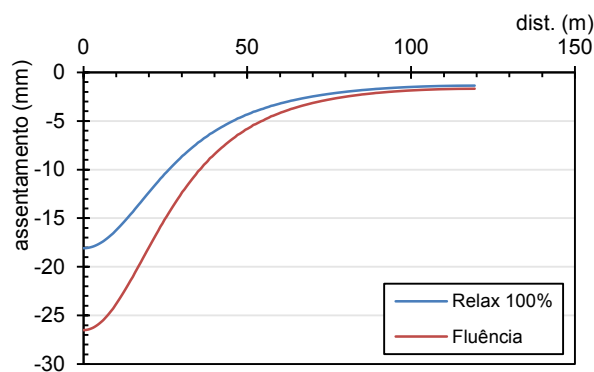


Figura 5.79 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $\eta=10^{16}$ (S2b)

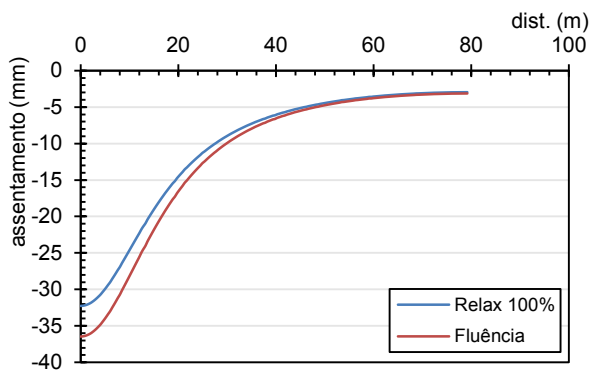


Figura 5.80 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $v=0,75\text{m/dia}$ (S3a)

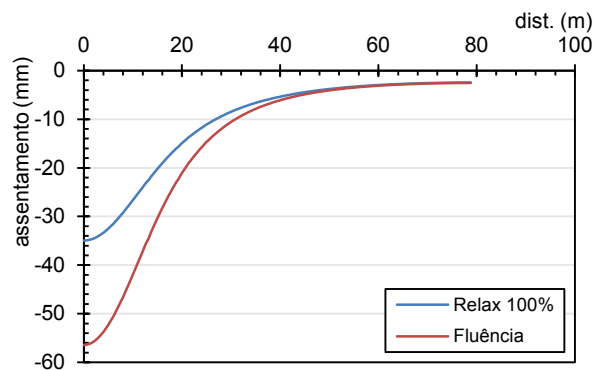


Figura 5.81 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $v=0,75\text{m/dia}$ (S3a)

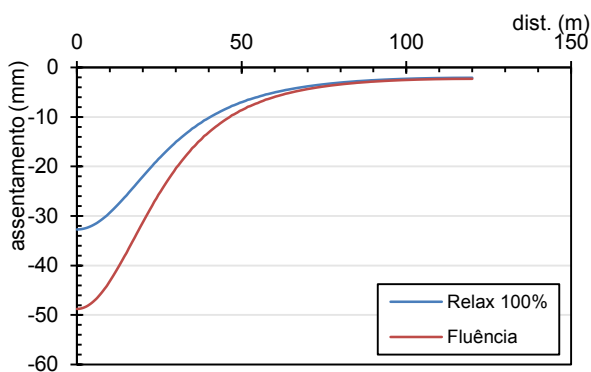


Figura 5.82 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $v=0,75\text{m/dia}$ (S3b)

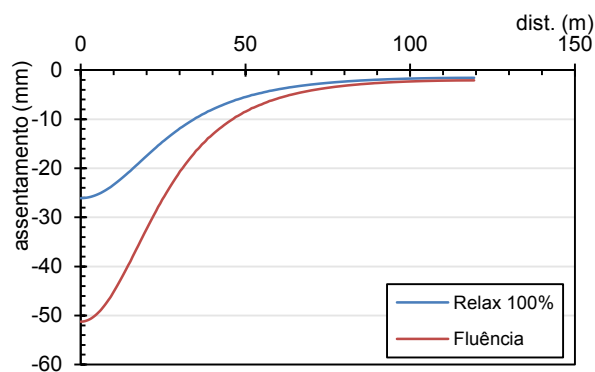


Figura 5.83 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $v=0,75\text{m/dia}$ (S3b)

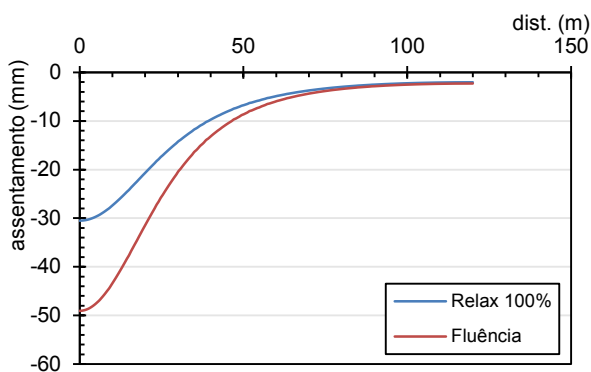


Figura 5.84 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $v=1,5\text{m/dia}$ (S3b)

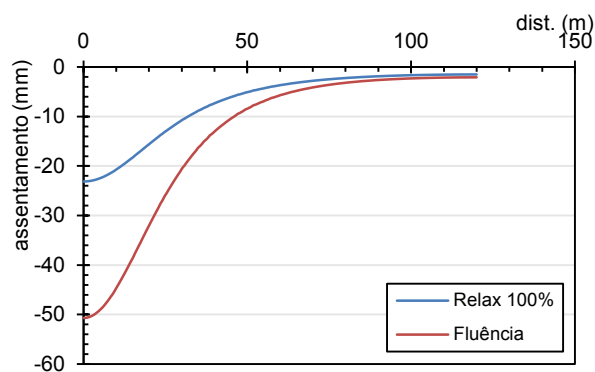


Figura 5.85 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $v=1,5\text{m/dia}$ (S3b)

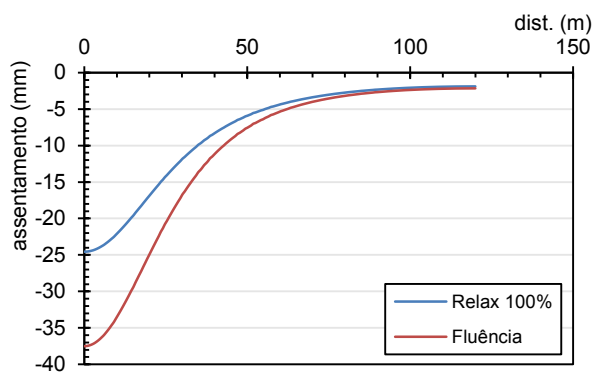


Figura 5.86 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $K_0=0,7$ (S5b)

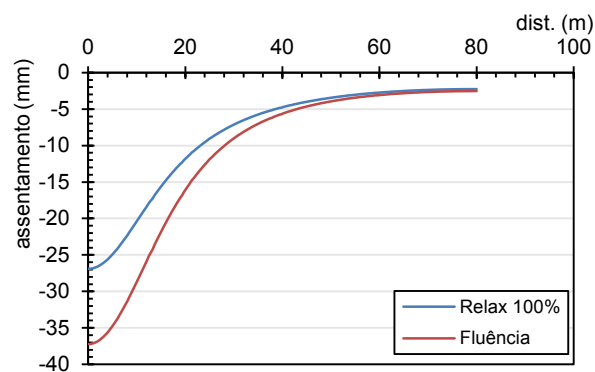


Figura 5.87 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $K_0=0,7$ (S5a)

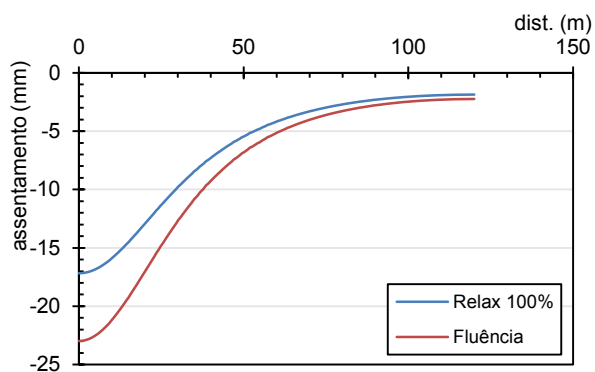


Figura 5.88 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $K_0=1,0$ (S5b)

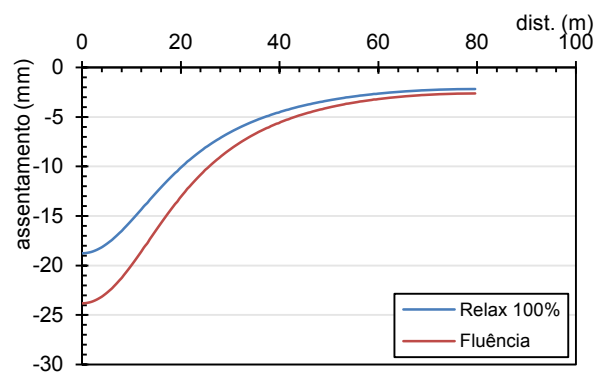


Figura 5.89 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $K_0=1,0$ (S5a)

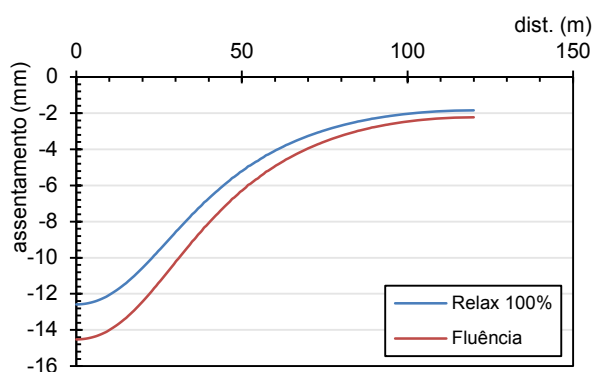


Figura 5.90 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo A e $K_0=1,3$ (S5b)

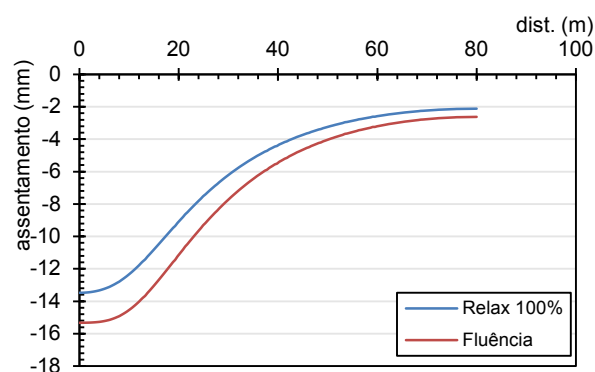


Figura 5.91 – Evolução do perfil de subsidências. Fase de alívio de 100% das tensões e fase de fluência para o solo B e $K_0=1,3$ (S5a)

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Neste trabalho foi abordada a influência dos efeitos viscosos no comportamento de um túnel executado em solos de matriz argilosa, nomeadamente nas deformações do maciço ocorrentes no contorno da abertura e à superfície. Foram inicialmente apresentadas algumas das principais características do comportamento de um túnel em maciços terrosos. Foram descritas em termos gerais a evolução do estado de tensão e de deformação, bem como uma abordagem ao método da convergência-confinamento cujos princípios foram adaptados e aplicados numericamente no caso em estudo na presente dissertação.

Em seguida foram referidas algumas características inerentes à resposta diferida no tempo de solos, manifestada por fenómenos como a fluência, a relaxação e a dependência da taxa de deformação numa perspectiva de estados críticos e baseada em ensaios de laboratório, sendo referidas em termos gerais, que os efeitos do tempo nos solos de matriz argilosa ocorrem principalmente na componente plástica da deformação e que, na maioria das situações, são governados por uma única relação tensão-deformação-taxa de deformação (comportamento *isotach*).

A modelação do comportamento dependente do tempo de solos argilosos especialmente dirigida para o caso dos túneis foi abordada nas suas três variantes, nomeadamente, os modelos empíricos, os modelos reológicos e os modelos generalizados tensão-deformação-tempo, com especial destaque para o modelo generalizado baseado na teoria *overstress* de Perzyna. Foi descrita a formulação de uma extensão do modelo de estados críticos para a viscoplasticidade baseada no conceito de *overstress*. De acordo com este conceito os efeitos viscosos manifestam-se após o estado de tensão no solo ultrapassar a superfície de cedência, passando então a exibir uma resposta diferida no tempo.

O modelo referido foi utilizado para reproduzir ensaios edométricos e triaxiais que permitiram observar a influência do coeficiente de viscosidade na reprodução dos limites de comportamento elástico e elastoplástico, como também nas gamas em que é possível reproduzir uma resposta diferida no tempo.

Foram realizadas uma série de estudos em estado plano de deformação de túneis com duas secções distintas e dois recobrimentos. Os parâmetros utilizados para a modelação foram baseados em dois solos argilosos sobreconsolidados ocorrentes na cidade de Lisboa. Trata-se de dois solos do Miocénico com idades distintas. Os parâmetros de compressibilidade foram encontrados na bibliografia, e os parâmetros de viscosidade fizeram-se variar enquadrados por valores obtidos noutra formação geológica. As análises efectuadas mostraram a grande influência da forma da secção e da altura de recobrimento na resposta do terreno, sendo que para a secção não-circular as zonas em cedência atingem uma extensão muito elevada quando comparadas com a resultante para a secção circular, gerando efeitos significativos em termos de convergências e deslocamentos à superfície. A tensão de pré-consolidação revelou-se também como um factor determinante no comportamento diferido no tempo por governar a dimensão da superfície de cedência e, por conseguinte, o espaço de

tensões admissíveis para a resposta elástica (não linear) do maciço. O coeficiente de viscosidade revela uma grande influência na amplitude das deformações viscoplásticas, acentuando as diferenças de resultados obtidos quer pela alteração do tipo de solo quer pela alteração do recobrimento. O efeito da velocidade de construção nos casos estudados revelou-se como menos determinante que os anteriores na amplitude das deformações resultantes e no tipo de resposta do maciço, no entanto é também um factor que influencia quer a resposta elástica quer a resposta diferida no tempo.

Como perspectivas de trabalhos futuros será de todo o interesse considerar os seguintes aspectos:

- Efectuar ensaios laboratoriais com vista à determinação dos parâmetros de viscosidade para as formações escolhidas;
- Continuar a exploração das potencialidades do modelo implementado, de forma a melhorar o conhecimento sobre a influência relativa dos diversos parâmetros, visando eventuais possibilidades de aperfeiçoamento dos mesmos;
- Estudar a influência da execução de análises hidromecânicas acopladas;
- Analisar a influência nos esforços actuantes no suporte;
- Analisar a influência da consideração de um suporte permeável;
- Extensão dos modelos para solos não saturados (importante para túneis superficiais).

BIBLIOGRAFIA

Adachi, T., Oka, F. e Mimura, M., 1996. Modeling Aspects Associated with Time Dependent Behavior of Soils. In T. Sheahan e V. Kaliakin, eds. *Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior*. New York: ASCE. pp.61-95.

AFTES, 1974. *Récomendations por le choix d'un type de soutènement en galerie. Les massifs rocheux utiles à l'étude de la stabilité des ouvrage souterrains*. Tunnels et Ouvrages Souterrains, n°1, pp.31-39.

AFTES, 1993. *Texte de réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains*. Tunnels et Ouvrages Souterrains, n° special, pp 139-164.

AFTES, 2001. *Recommendations on The Convergence-Confinement Method*.

Almeida e Sousa, J., 1998. *Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica*. Coimbra: Tese de Doutoramento apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Arulanandan, K., Shen, C.K. e Young, R.B., 1971. Undrained creep behavior of a coastal organic silty clay. *Geotechnique*, 21, n°4, pp.359-75.

Augustesen, A., Liingaard, M. e Lade, P.V., 2004. Evaluation of Time-Dependent Behavior of Soils. *International Journal of Geomechanics*, 3, pp.137-56.

Barton, N., Lien, R. e Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. In *Rock Mechanics and Rock Engineering*. Springer-Verlag. pp.189-236.

Bieniawski, Z.T., 1983. *Rock Mechanics Desing in Mining and Tunneling*. Balkema, Rotterdam.

Billaux, D. e Cundall, P., 1993. Simulations des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens. *Revue Française de Géotechnique*, 63, pp.9-21.

den Haan, E.J., 1994. Summary of session 1: One-dimensional behavior. In *Proceeding of the International Workshop on Advances in Understanding and Modelling the Mechanical Behavior of Peat*. Balkema, Rotterdam, 1994. eds. E.J. den Haan, R. Termaat and T. B. Edil.

di Prisco, C. e Imposimato, S., 1996. *Time dependent mechanical behavior of loose sands. Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*. Milan: Milan University of Technology.

Eisenstein, Z., Heinz, H. e Negro, A., 1984. On three-dimensional response to tunnelling. In *Proceedings Geotech'84*. Atlanta, Georgia, 1984. ASCE.

Fodil, A., Aloulou, W. e Hicher, P.Y., 1997. Viscoplastic behavior of soft clay. *Géotechnique*, 47, n°3, pp.581-91.

Hohenemser, K. e Prager, W., 1932. Über die ansätze der mechanik isotroper continua. *Z. Angew. Math. Mech.*, 12, pp.216-26.

Instituto Português da Qualidade, 2010. *NP EN1997:2010 - Eurocódigo 7: Projecto Geotécnico; Parte 1: Regras Gerais*.

Itasca, 2000. *FLAC - Fast Lagrangean Analysis of Continua, Version 5.0. User's Manual*. Minneapolis, Minnesota: Itasca Consulting Group.

Katona, M.G., 1984. Evaluation on viscoplastic cap model. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110, nº8, pp.1106-25.

Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. e Bouchard, R., 1985. Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of natural sensitive clays. *Géotechnique*, 35 nº4, pp.159-80.

Leroueil, S. e Marques, M.E., 1996. Importance of Strain Rate and Temperature Effects in Geotechnical Engineering. In T.C. Sheahan e V.N. Kaliakin, eds. *Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior*. New York: ASCE. pp.1-60.

Liingaard, M., Augustesen, A. e Lade, P.V., 2004. Characterization of Models for Time-Dependent Behavior of Soils. *International Journal of Geomechanics*, 3, pp.137-56.

LNEC, 1997. *Averiguação das causas do acidente ocorrido na estação Olivais-Sul do Metropolitano de Lisboa*. Relatório Confidencial nº132/97. Lisboa.

Lo, K.Y. e Morin, J.P., 1972. Strength anisotropy and time effects of two sensitive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 9, nº3, pp.261-77.

Lopes, I.M.F., 2001. *Avaliação das condições geológicas e geotécnicas para a caracterização do risco sísmico. Aplicação à colina do castelo de São Jorge*. Lisboa: Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa.

Malvern, L.E., 1951. The propagation of longitudinal waves of plastic deformation in a bar of metal exhibiting a strain rate effect. *Journal of Applied Mechanics*, nº18, pp.203-08.

Maranha, J.R., 1997. *Analysis of Embankment Dams: Computational Aspects*. Swansea: Ph.D. Thesis, University of Wales.

Marchand, G., 1982. *Quelques Considérations sur le Comportement Avant Rupture des Pentes Argileuses Naturelles*. Ste-Foy, Canada: M.Sc. Thesis, University Laval.

Marques, M.E., 1996. *Influência da Velocidade de Deformação e da Temperatura no Adensamento de Argilas Naturais*. Federal University of Rio de Janeiro, Brasil: M.Sc. Thesis. Research performed at University Laval, Ste-Foy, Canada in cooperation with COPPE.

Marques, F.E.R., 1998. *Análise do comportamento de um túnel aberto nas formações miocénicas de Lisboa*. Coimbra: Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Moitinho de Almeida, I.M., 1991. *Características Geotécnicas dos Solos de Lisboa*. Lisboa: Dissertação apresentada à Universidade de Lisboa.

Naghdi, P.M. e Murch, S.A., 1963. On the mechanical behavior of viscoelastic/plastic solids. *Journal of Applied Meteorol.*, 30, pp.321-28.

Nguyen Minh, D., 1986. Modèles rhéologiques pour l'analyse du comportement différé des galeries profondes. In *Proceedings of the International Congress on Large Underground Openings, Vol. 2*. Italy, 1986.

Olszak, W. e Perzyna, P., 1966. On elastic-viscoplastic soils, rheology and soil mechanics. In *International Union of Theoretical and Applied Mechanics Symposium, Grenoble*. Springer, Berlin, 1966.

Olszak, W. e Perzyna, P., 1970. *Stationary and nonstationary viscoplasticity*. New York: McGraw-Hill.

Oreste, P., 2009. The Convergence-Confinement Method: Roles and Limits in Modern Geomechanical Tunnel Design. *American Journal of Applied Sciences*, 6, nº4, pp.757-71.

Panet, M., 1995. *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Panet, M. e Guellec, P., 1979. Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille. In *3rd International Congress on Rock Mechanics*. Denver, 1979.

Perzyna, P., 1963. The constitutive equations for workhardening and rate sensitive plastic materials. *Proc. of Vibrational Problems*, 4, nº3, pp.281-90.

Prager, W., 1949. Recent developments in the mathematical theory of plasticity. *Journal of Applied Physics*, 20, nº3, pp.235-41.

Ranken, R.E. e Ghaboussi, J., 1975. UILU-ENG75-2016 *Tunnel design considerations: analysis of stresses and deformations around advancing tunnels*. Springfield: NTIS - National Technical Information Service, U.S. Department of Commerce.

Rocha, M., 1976. *Estruturas Subterrâneas. Túneis, cavernas, poços*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Sälfors, G., 1975. *Preconsolidation Pressure of Soft High Plastic Clays*. Gothenburg: Ph.D. Thesis, Chalmers University of Technology.

Schofield, A.N. e Wroth, C.P., 1968. *Critical State Soil Mechanics*. London: Mc-Graw Hill Book Company.

Sheahan, T.C., 1995. Interpretation of undrained creep tests in terms of effective stresses. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, pp.373-79.

Sheahan, T.C., Ladd, C.C. e Germaine, J.T., 1996. Rate-dependent undrained shear behavior of saturated clay. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1222, nº2, pp.99-108.

Singh, A. e Mitchell, J., 1968. General stress-strain-time functions for soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94 nº1, pp.21-46.

Tavenas, F. e Leroueil, S., 1977. Effects of stress and time on yielding of clays. In *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Tokyo, 1977.

Tavenas, F., Leroueil, S., La Rochelle, P. e Roy, M., 1978. Creep behavior of an undisturbed lightly overconsolidated clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 15, nº3, pp.402-23.

Terzaghi, K., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

Vieira, A., 2006. *Estudo do Comportamento Diferido no Tempo de Túneis em Argilas Sobreconsolidadas*. Coimbra: Tese de Doutoramento apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Wilkins, M.L., 1964. *Fundamental methods in hydrodynamics. Methods in Computational Physics*. New York: Academic Press.

Wong, C.K. e Kaiser, P.K., 1991. Performance assessment of tunnels in cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117 nº12, pp.1880-901.

Wood, D.M., 1990. *Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics*. New York: Cambridge University Press.

ANEXO A

O método das diferenças finitas

O método das diferenças finitas

Os modelos foram implementados no programa FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), da sociedade Itasca, na sua versão bidimensional. O programa integra um modo de resolução explícita das equações da mecânica aplicada. Foi desenvolvido para análise dos problemas não lineares da mecânica aplicada à geotecnia.

O método das diferenças finitas é um dos métodos mais antigos de resolução numérica de um sistema de equações diferenciais. A solução numérica é única, para determinadas condições iniciais e de fronteira. A maioria dos métodos que utilizam as diferenças finitas adopta uma discretização do meio em malhas exclusivamente rectangulares. A aproximação adoptada pela Itasca baseia-se no método de Wilkins (1964), que permite formular as equações de diferenças finitas, qualquer que seja a forma do elemento. Pode-se aplicar a qualquer geometria da fronteira e fazer variar as propriedades de um elemento para o outro. Deste ponto de vista, o método é tão versátil quanto o método dos elementos finitos.

No método das diferenças finitas uma série de equações governativas é directamente substituída por expressões algébricas escritas em termos de tensões ou deformações em pontos discretos do espaço, as variações definidas nos pontos de discretização não necessitam de funções de forma, como no caso dos elementos finitos. A malha é constituída por quadriláteros sendo cada um dividido em dois pares de elementos triangulares (a,b) e (c,d), como se mostra na Figura A.0.1.

O programa emprega elementos lagrangeanos, donde a geometria é actualizada a cada passo. Esta propriedade permite tratar os problemas em grandes deslocamentos, sem algoritmo suplementar.

O programa distingue-se essencialmente pelo seu esquema de resolução explícita, que permite não combinar as matrizes elementares, possibilitando assim um ganho substancial de espaço de memória. Com efeito, apenas são armazenadas as variáveis no fim de cada intervalo de tempo, e não a matriz de rigidez como para o caso dos elementos finitos.

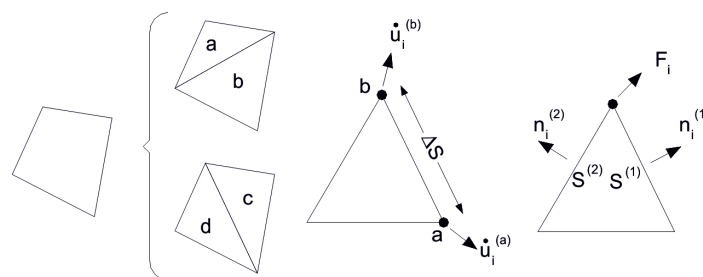


Figura A.0.1 – Princípio de dissociação dos quadriláteros em dois pares de elementos triangulares (Itasca, 2000)

Princípio de resolução numérica pelo método explícito

Na sua origem o método de resolução explícita inspira-se no princípio da propagação e dissipação de energia cinética no interior de um corpo deformável em movimento. O sistema de resolução explícita integra este fenómeno físico considerando as equações da dinâmica do movimento.

O desequilíbrio induzido por uma modificação do estado de tensão numa zona localizada, vai propagar-se no conjunto do sistema. Neste contexto, o objectivo do método explícito com elementos lagrangeanos é o da resolução de um problema estático (elastoplástico) ou quase-estático (viscoplástico) por intermédio das equações da dinâmica. A Figura A.0.2 indica a função destas equações na sequência de cálculo percorrida num intervalo de tempo Δt .

O processo de resolução inicia-se com a equação do movimento que fornece um novo campo de velocidades nodais após integração das acelerações ao longo do intervalo de tempo $\Delta t/2$, como ilustrado na Figura A.0.2. Posteriormente por uma segunda integração sobre o segundo intervalo de tempo, $\Delta t/2$, obtém-se o campo de deslocamentos nodais.

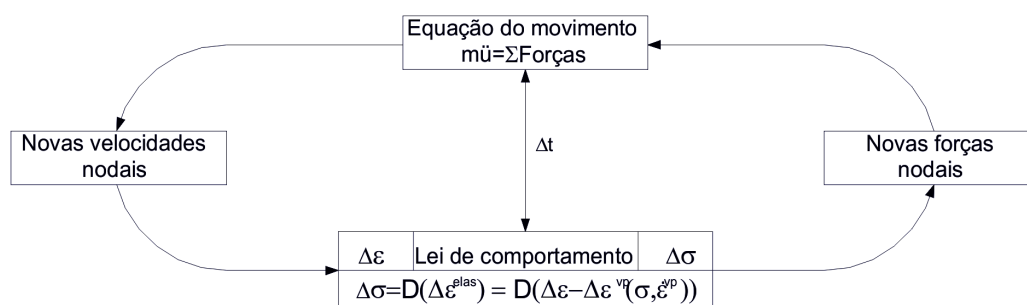


Figura A.0.2 – Esquema de cálculo explícito para um intervalo de tempo Δt (Billaux e Cundall, 1993)

Recorde-se brevemente que para um sólido deformável num referencial lagrangiano, a equação do movimento de Newton é expressa por:

$$\rho \frac{\partial u_i^*}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (\text{a.1})$$

Sendo ρ a massa volúmica, u_i^* o vector velocidade nodal, x_j o vector posição do ponto considerado, g_i o vector de aceleração gerado pelas forças de volume, σ_{ij} o tensor das tensões e t o tempo.

A deformação tensorial, $\Delta \varepsilon_{ij}$, alcançada pelo sólido no intervalo de tempo Δt , define-se como:

$$\Delta \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i^*}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j^*}{\partial x_i} \right) \quad (\text{a.2})$$

O novo tensor das tensões é então deduzido da taxa de deformação tensorial fazendo intervir a lei de comportamento do material. As novas forças nodais correspondentes permitem calcular as acelerações ao fim do intervalo de tempo Δt .

Em cada compartimento do esquema apresentado na Figura A.0.3, as variáveis são incrementadas a partir do seu valor saído do ciclo de cálculo precedente. Esta hipótese é justificada se o intervalo de

tempo for suficientemente pequeno de modo a que o desequilíbrio gerado num elemento não se possa propagar para os vizinhos durante esse mesmo intervalo de tempo.

Se o processo de resolução explícita não for incondicionalmente estável, é necessário definir um certo intervalo de tempo crítico, que não deve ser ultrapassado. Billaux e Cundall (1993) adoptaram este procedimento baseando-se na ideia de que a velocidade da onda de cálculo deve permanecer sempre superior àquela da onda física, o que permite fixar as variáveis durante a duração de um ciclo de cálculo.

O sistema torna-se, assim, instável durante as primeiras fases de cálculo, mas os caminhos de tensão e de deformação são determinados a cada passo. Assim, para constituir um algoritmo operacional, os movimentos do sólido devem ser amortecidos de maneira a que se alcance o mais rapidamente possível um estado de desequilíbrio residual negligenciável perante o estado de tensão inicial.

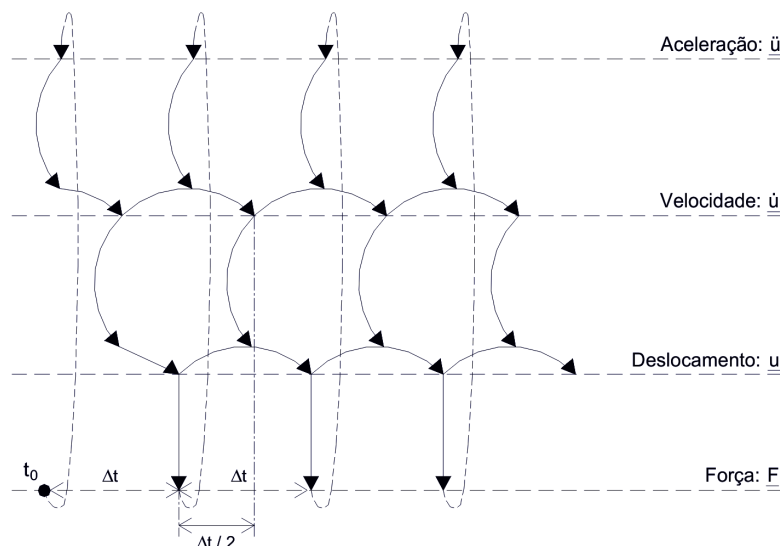


Figura A.0.3 – Esquema das diferentes etapas ocorrentes no decurso de um cálculo explícito (Itasca, 2000)

O critério de estabilidade, que permite controlar o estado de equilíbrio de todo o sistema, é baseado na força máxima desequilibrada. O utilizador do programa define a força abaixo da qual o desequilíbrio residual é suposto satisfatório. No entanto, este critério conduz inevitavelmente a um número de ciclos de cálculo importante, o que torna o método explícito pouco eficaz para problemas lineares e para pequenos deslocamentos.